

# XXX CLH

CONGRESO LATINOAMERICANO  
DE HIDRAULICA | BRASIL | 2022

## ANALES

- VOLÚMEN 5 -

INGENIERÍA E INFRAESTRUCTURAS HIDRÁULICAS



International Association  
for Hydro-Environment  
Engineering and Research

Hosted by  
Spain Water and IWHR, China

***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 5 -  
INGENIERÍA E INFRAESTRUCTURAS HIDRÁULICAS**



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 5 – INGENIERÍA  
E INFRAESTRUCTURAS HIDRÁULICAS/ Organizadores: Cristiano Poletto; José Gilberto  
Dalfré Filho; André Luís Sotero Salustiano Martim – MADRI, España: IAHR Publishing,  
2023.

555p.: il.;

ISBN • 978-90-832612-6-3

*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



# PATROCINADORES



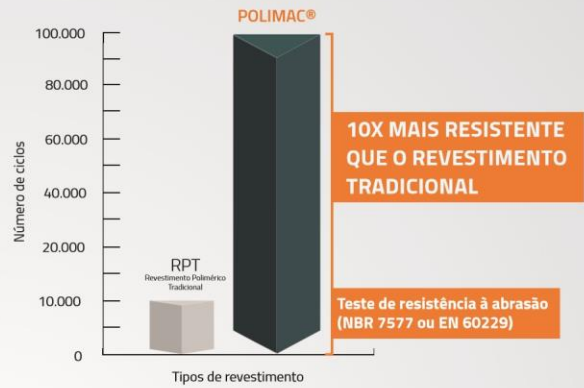
### PoliMac®

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.

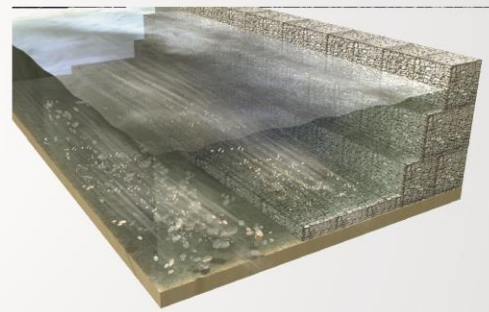


Revestimento **PoliMac®**  
(com identificação personalizada)

- 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<sup>®</sup>**  
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



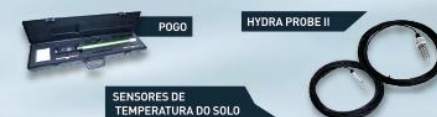
DL 3000 / DLIGHT LOGGER / OVERLOGGER

## 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 |

REMOCIÓN HIDRODINÁMICA DE SEDIMENTOS EN CANALES DE RIEGO.....	13
LA HIDROVÍA PARANÁ - PARAGUAY. OPTIMIZACIÓN DE DRAGADOS DE MANTENIMIENTO. ....	15
NAVEGACION EN CURVAS DE LA HIDROVIA PARANA-PARAGUAY .....	17
CUANTIFICACIÓN DEL RIESGO ASOCIADO A INUNDACIONES POR LAS CRECIDAS DEL RÍO URUGUAY EN LA CIUDAD DE PAYSANDÚ.....	19
USO DE LA TEORÍA DE GRAFOS PARA EL TRAZO Y DISEÑO DE UNA RED DE DRENAJE PLUVIAL	28
ESTUDIO DEL PROCESO DE MEZCLA RÁPIDA AL INGRESO DE UNA PLANTA POTABILIZADORA MEDIANTE UN MODELO CFD.....	39
ESTUDIO NUMÉRICO PRELIMINAR PARA LA IMPLEMENTACIÓN EN AMBIENTE RELEVANTE DE UN PROTOTIPO DE TURBINA HORIZONTAL GENERADORA DE ENERGÍA POR CORRIENTE MARINA EN EL CANAL DE COZUMEL .....	41
MODELACIÓN FÍSICA Y MATEMÁTICA PARA EL ESTUDIO DE LA ESTACIÓN DE BOMBEO DE SALIDA DEL SISTEMA RIACHUELO (BUENOS AIRES, ARGENTINA).....	52
OBRAS DE PROTECCIÓN FLUVIAL CON CORTINA DE PILOTES Y GEOESTRUCTURAS EN CABUYARO, COLOMBIA.....	62
PRIORIZAÇÃO DE INVESTIMENTOS PARA MANUTENÇÃO EM ESTAÇÕES DE BOMBEAMENTO DE ÁGUA .....	71
UTILIZAÇÃO DE PILARES DE VERTEDOUROS COM SEÇÃO VARIÁVEL PARA REDUÇÃO DE PROCESSOS EROSIVOS A JUSANTE DE ESTRUTURAS HIDRÁULICAS.....	82
POTENCIALIDADES DO PROGRAMA LID TTT NO ESTUDO DE CASO DE PORTO ALEGRE, RS BRASIL .....	94
AVALIAÇÃO DAS CONDIÇÕES OPERACIONAIS DE UMA REDE DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA COM O USO DO <i>SOFTWARE</i> EPANET 2.0.....	105
DIAGNÓSTICO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DE UMA BARRAGEM DE PEQUENO PORTE: ESTUDO DE CASO DA BARRAGEM DO LAGO JABOTI, APUCARANA – PARANÁ.....	113
DIAGNÓSTICO DO MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS EM UMA GRANDE CIDADE SEM UM PLANO DIRETOR DE DRENAGEM .....	123
ANÁLISE DAS DIMENSÕES NÁUTICAS DA HIDROVIA DO RIO PARAGUAI PARA AVALIAÇÃO DE OBRAS COMPLEMENTARES PARA NAVEGAÇÃO .....	132
UTILIZAÇÃO DE TUBO GEOTÊXTIL COMO QUEBRA-MAR SUBMERSO NA MITIGAÇÃO DA EROÇÃO COSTEIRA .....	144
TUBOS DE GEOTÊXTIL SOILTAIN CP FACILITAM A CONSTRUÇÃO DAS FUNDAÇÕES DA PONTE NANAY – PERU .....	155
O IMPACTO DA SAZONALIDADE EM UM SISTEMA DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA NO LITORAL PAULISTA: O CASO DO SAA PORTO NOVO EM CARAGUATATUBA/SP .....	160
AJUSTE DE MODELOS ESTATÍSTICOS PARA SÉRIES TEMPORAIS DE PRESSÃO EM SISTEMAS DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA.....	173

CONDUTOS HIDRÁULICOS ADOTADOS EM OBRA DE SEGURANÇA HÍDRICA DO INTERIOR DO CEARÁ.....	183
ESTUDO DA INFLUÊNCIA DAS TARIFAS DE ENERGIA NO DIMENSIONAMENTO ECONÔMICO DE ADUTORAS E LINHAS DE RECALQUE NA REGIÃO NORDESTE DO BRASIL.....	188
OPERAÇÃO DE BOMBEAMENTO INTERMITENTE - OPERAÇÃO BOCHECHO - NO CANAL DO RIO PINHEIROS, SÃO PAULO, BRASIL.....	197
SIMULAÇÃO DE MODELO PREDITIVO DE CONTROLE (MPC) E ANÁLISE COMPARATIVA DE PERÍODOS DE CHUVA.....	199
CREATION OF A DATABASE ON DAMS ACCIDENTS USING A PLATFORM OF BUSINESS INTELLIGENCE.....	208
ANÁLISE TEMPORAL DE ÍNDICES DE PERDAS DO SISTEMA DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA TRATADA DO MUNICÍPIO DE ITABIRA, MINAS GERAIS.....	215
IMPACTOS DA IMPLANTAÇÃO DO CINTURÃO DAS ÁGUAS NA REGIÃO METROPOLITANA DO CARIRI CEARENSE.....	216
DISTRIBUCIÓN DE AGUA EN EL DELTA DEL RÍO GUAYAS.....	222
ESTUDIO HIDROLÓGICO-HIDRÁULICO EN RÍOS DE LA PUNA ARGENTINA PARA OBRAS DE INFRAESTRUCTURA.....	234
FORMULACIÓN DE FUNCIÓN PARA MINIMIZAR COSTOS DE OPERACIÓN EN PLANTAS DE BOMBEO UTILIZANDO PROGRAMACIÓN DINÁMICA.....	246
ANÁLISIS DE OBRAS EN LOS ARROYOS DE LA CIUDAD DE SALTO PARA EL CONTROL DE INUNDACIONES PROVOCADAS POR EL RIO URUGUAY.....	257
USO EFICIENTE DEL AGUA EN PROYECTOS DE PROPIEDAD HORIZONTAL PARA CERTIFICACIÓN DE CONSTRUCCIÓN SOSTENIBLE.....	266
APLICACIÓN DE LA CURVA DE CONSIGNA PARA EL ANÁLISIS Y OPTIMIZACIÓN DE REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA.....	278
ANALISIS DE PELIGROSIDAD Y PERDIDAS POR INUNDACIÓN EN CAUCASIA Y PAVARANDOSITO, DEPARTAMENTO DE ANTIOQUIA.....	288
LECCIONES APRENDIDAS EN LA APLICACIÓN DE METODOLOGÍAS PROBABILISTAS PARA EL DISEÑO DE INFRAESTRUCTURAS PORTUARIAS.....	290
EFFECTOS DE LA OPERACIÓN NO UNIFORME EN CUENCOS DE DISIPACIÓN.....	292
CORRELACIÓN DE VARIABLES GEOTÉCNICAS Y NIVEL DE EMBALSE EN TRES PRESAS DE TIERRA EN COLOMBIA.....	302
REDUCCIÓN DE PÉRDIDAS FÍSICAS EN UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE MEDIANTE LA SIMULACIÓN HIDRÁULICA DE PRESIONES.....	315
APLICACIÓN DE SISTEMAS DE DRENAJE URBANO SOSTENIBLE EN SUELOS ARCILLOSOS.....	317
ACTUALIZACIÓN DE LAS POLÍTICAS DE OPERACIÓN DE LAS PRESAS DEL RIO GRIJALVA Y DE SUS CURVAS GUÍA TRAS LOS EVENTOS DE INUNDACIÓN DEL AÑO 2020.....	326
DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA DEL DESAGÜE DE FONDO DE LA PRESA DE TERROBA.....	338
SIMULACIÓN CON CFD DE MICRO TURBINAS HIDRÁULICAS. COMPARACIÓN DE ANSYS CFX, ANSYS FLUENT Y FLOW SIMULATION.....	350

EVALUACIÓN DEL ESTADO ACTUAL DE LOS DISPOSITIVOS DE CONVERSIÓN DE ENERGÍA DE CORRIENTES MARINAS .....	352
IMPLANTAÇÃO DE TURBO GERADOR ANFÍBIO A PARTIR DA VAZÃO SANITÁRIA.....	354
CAPTAÇÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS PARA REUSO NA PISCICULTURA: UM ESTUDO DE CASO NO SEMIÁRIDO BRASILEIRO .....	356
ESTUDO DA DISPONIBILIDADE HÍDRICA PARA CAPTAÇÃO E APROVEITAMENTO DE ÁGUAS PLUVIAIS EM INSTITUIÇÃO DE ENSINO.....	364
RIEGO SOSTENIBLE Y MEJORA DE SU GESTIÓN EN LOS ARROZALES DEL VALLE DEL GUADALQUIVIR: ESQUEMA EXPERIMENTAL .....	373
DISEÑO DE SUDS CON BENEFICIOS ECOHIDROLÓGICOS EN PROYECTOS DE TRANSPORTE Y ESPACIO PÚBLICO. CASO DE ESTUDIO DE BOGOTÁ .....	380
INUNDACIONES EN INTERCAMBIOS VIALES A DESNIVEL, TÚNELES VIALES Y SUS ESTRATEGIAS DE GESTIÓN .....	392
PARQUE ORLA PIRATININGA – INFRAESTRUTURA SUSTENTÁVEL PARA RECUPERAÇÃO DE UM SISTEMA LAGUNAR URBANO.....	394
LEVANTAMENTO DA OCORRÊNCIA DE INUNDAÇÕES E DE MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS NA ESCALA DE LOTE: ESTUDO DE CASO EM SANTA LUZIA (MG, BRASIL).....	405
REPOTENCIAÇÃO DE CGH POR MEIO DE TURBO GERADORES ANFÍBIOS.....	417
DETERMINACIÓN EXHAUSTIVA DE LA GEOMETRÍA DE PRESAS Y EMBALSES EN UNA CUENCA PARA LA PROSPECCIÓN SISTEMÁTICA DE SITIOS .....	419
IMPACTO DA INFRAESTRUTURA VERDE NO DIMENSIONAMENTO DA REDE DE MICRODRENAGEM .....	428
ANÁLISIS DEL FLUJO IMPERMANENTE EN RED DE ACUEDUCTOS ALBIGASTA CATAMARCA - SANTIAGO DEL ESTERO, ARGENTINA .....	438
USO DE MICROTURBINAS HIDRÁULICAS EN ESCENARIOS DE CAMBIO CLIMÁTICO. SIMULACIÓN DE TURBINA TURGO EN SOLIDWORKS Y ANSYS CFX .....	449
EVALUACIÓN DEL USO EFICIENTE DEL AGUA Y LA ENERGÍA, AHORRO ENERGÉTICO Y EMISIÓN DE CO2 EN SISTEMA DE RIEGO PRESURIZADO POR TURNOS .....	451
APRENDIZADO DE MÁQUINA PARA EXTRAÇÃO DE REGRAS DE OPERAÇÃO EM REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA.....	453
ANÁLISE TEMPORAL DE ÍNDICES DE PERDAS DO SISTEMA DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA TRATADA DO MUNICÍPIO DE JAÍBA, MINAS GERAIS.....	455
PROYECTO Y EJECUCIÓN DE LA REPARACIÓN DE LA ALCANTARILLA DE LA QUEBRADA EL AÑIL EN LA URB. VALLE BLANCO, VALENCIA, VENEZUELA .....	456
ADAPTACIÓN DE LA SOLUCIÓN URBANÍSTICA AL RELIEVE FACILITA SENCILLAS SOLUCIONES DE DRENAJES PLUVIAL Y SANITARIO.....	465
ESTUDO DAS PERDAS NO SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA DO MUNICÍPIO DE UBERABA-MG .....	471
USO DE DIFERENTES TOPOGRAFIAS NA PROPAGAÇÃO DE HIDROGRAMA ASSOCIADO À RUPTURA HIPOTÉTICA DE BARRAGEM.....	480

DIMENSIONAMENTO E SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL DE CANAL DE SEÇÃO RETANGULAR COM REVESTIMENTO DE GABIÃO PARA APLICAÇÃO NA IRRIGAÇÃO .....	482
PERDA DE CARGA LOCALIZADA E VARIAÇÃO DA CARGA CINÉTICA EM TUBOEMISSORES DE IRRIGAÇÃO LOCALIZADA.....	492
USO DE INFORMAÇÕES GEOGRÁFICAS VOLUNTÁRIAS PARA VALIDAR A MODELAGEM DE INUNDAÇÕES NO CÓRREGO PITEIRAS (BRASIL) .....	494
ANÁLISE HIDRÁULICA DO BUEIRO LOCALIZADO NO RIBERÃO BARRA NOVA, APUCARANA - PR. ....	496
REVISIÓN DE METODOLOGÍAS DE EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD HIDRÁULICA DE PUENTES Y SU APLICACIÓN A PUENTES CHILENOS .....	508
DESIGUALDAD TERRITORIAL EN EL ACCESO AL AGUA POTABLE Y LA HIGIENE.....	510
EXPERIENCIAS EN EL COMPORTAMIENTO DE LAS OBRAS DE MITIGACION DE RIESGO EN VARGAS - VENEZUELA 20 AÑOS DESPUÉS.....	520
USO DA FERRAMENTA COMPUTACIONAL INFLOWMATIX PARA AVALIAÇÃO DE DISPOSITIVO DE PROTEÇÃO CONTRA TRANSIENTES HIDRÁULICOS .....	532
PROTEÇÃO COSTEIRA EM GABIÃO NA PRAIA CAMBOINHAS.....	541

# REMOCIÓN HIDRODINÁMICA DE SEDIMENTOS EN CANALES DE RIEGO

Israel E. Herrera-Díaz<sup>(1)</sup>, César Gutiérrez-Vaca<sup>(1)</sup> y Alfredo Márquez-Herrera<sup>(1)</sup>

(1) Universidad de Guanajuato, CIS-DICIVA Depto. Ingeniería Agrícola, México  
eherrera@ugto.mx; cesarg@ugto.mx; amarquez@ugto.mx

## Introducción

Los canales de riego son obras de gran importancia en el desarrollo de la agricultura de cada país, es indispensable diseñar estas obras de infraestructura hidráulica para la mejora en la distribución del agua y que proporcione una mejor eficiencia a menor costo para los diferentes usos en los que se emplean; a lo largo del tiempo, se han ido implementando diferentes mejoras en las estructuras en canales de distribución, actualmente, algunos de ellos presentan azolvamiento y disminución de su área hidráulica, lo que propicia alteraciones en los caudales y su distribución, esto asociado a su sección transversal (fig.1), y de los materiales que forman los taludes y plantilla de fondo, la mayoría de los canales tienen taludes de material vegetal, mismo que se erosiona por intemperismo y ese material se deposita en el fondo del canal.



Figura 1. Canal de riego Antonio Coria, Guanajuato México.  
Fuente: Google Earth, 2022.

Para estudiar la remoción del material de fondo en un canal de riego, se diseñaron elementos de fondo como espigones (pequeñas estructuras de piedra o concreto sumergidas para encausar y reducir la sección transversal de fondo) sumergidos acoplados a la instrumentación de medición adecuada que tuvo como objetivo proporcionar precisión y confiabilidad incluso durante flujos de baja velocidad, con variaciones en las mediciones consecuencia de equipos con mala calibración (De León, 2006), sistemas de aforo y compuertas y el material que constituye el fondo y los taludes del canal (Dargahi, 1990). El propósito es incrementar la velocidad de fondo la cual permita poner en suspensión el material en el lecho de fondo sin ocasionar erosión o modificación de la sección transversal.

Para el análisis del funcionamiento hidráulico, se empleó un modelo numérico desarrollado previamente (Herrera *et al.*, 2020) y empleado en otras investigaciones para aclarar el comportamiento del flujo en un canal de riego (Schuurmans, 1999) con un escenario controlado y condiciones de frontera establecidas; estas simulaciones numéricas fueron comparadas con el modelo físico de laboratorio para calibrar el modelo numérico.

## Modelo numérico hidrodinámico y de movimiento de sedimentos

Se emplean las ecuaciones de Navier-Stokes para modelar el movimiento del fluido en aguas someras, en donde las escalas horizontales son mucho más grandes que la escala vertical, con la hipótesis de presión hidrostática y considerando los postulados de Reynolds (Ramírez, Rodríguez, & Herrera, 2005) son:

Las ecuaciones que describen el movimiento del flujo:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = -g \frac{\partial \eta}{\partial x} + \text{div} \left( v_e \overrightarrow{\text{grad}}(u) \right) \quad [1]$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} = -g \frac{\partial \eta}{\partial y} + \text{div} \left( v_e \overrightarrow{\text{grad}}(v) \right) \quad [2]$$

El gradiente de presión:

$$\frac{\partial \bar{P}}{\partial z} = -g\rho \quad [3]$$

La ecuación de continuidad:

$$\frac{\partial \bar{U}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{V}}{\partial y} + \frac{\partial \bar{W}}{\partial z} = 0 \quad [4]$$

La ecuación para la superficie libre:

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} = -\frac{\partial}{\partial x} \left( \int_{-z_f}^{\eta} u \, dz \right) - \frac{\partial}{\partial y} \left( \int_{-z_f}^{\eta} v \, dz \right) \quad [5]$$

Las condiciones de frontera para la superficie libre y el fondo se definen por:

$$\tau_x^{\text{fondo}} = v_e \frac{\partial u}{\partial z} \Big|_{\text{fondo}} = \frac{g\sqrt{u^2+v^2}}{C_z^2} \quad [6]$$

$$\tau_y^{\text{fondo}} = v_e \frac{\partial v}{\partial z} \Big|_{\text{fondo}} = \frac{g\sqrt{u^2+v^2}}{C_z^2} \quad [7]$$

Las componentes de la velocidad toman los valores de la capa adyacente a la interface agua-sedimento.

$$\tau_x^{\text{superficie}} = v_e \frac{\partial u}{\partial z} \Big|_{\text{superficie}} = -\frac{\rho_{\text{aire}}}{\rho_{\text{agua}}} (a_{\text{viento}}) \omega_x | \omega_x \quad [8]$$

$$\tau_y^{\text{superficie}} = v_e \frac{\partial v}{\partial z} \Big|_{\text{superficie}} = -\frac{\rho_{\text{aire}}}{\rho_{\text{agua}}} (a_{\text{viento}}) \omega_y | \omega_y \quad [9]$$

Para el cálculo de transporte de sedimentos de fondo, se utiliza un modelo lagrangeano de partículas, donde las partículas son sembradas o colocadas siguiendo una ley exponencial de concentraciones o mediante una posición inicial en el espacio tridimensional (Robinson, Monaghan, & Mansour, 2007). Para el movimiento de partículas se considera un modelo estocástico y discretizado en tres dimensiones, considerando el peso específico de cada partícula, así como de la velocidad de caída de la misma (Hernández, 2003) y se verifica si éstas están dentro del dominio de estudio para un único paso de tiempo (Dt) de (n) a (n + 1) está dada por:

$$x_i^{n+1} = x_i^n + u_{i,j,k}(\Delta t) \pm (2\text{rand}(\text{iseed}) - 0.5) \sqrt{(2vt_{i,j,k}\Delta t)}$$

$$y_i^{n+1} = y_i^n + v_{i,j,k}(\Delta t) \pm (2\text{rand}(\text{iseed}) - 0.5) \sqrt{(2vt_{i,j,k}\Delta t)}$$

$$z_i^{n+1} = z_i^n + w_{i,j,k}(\Delta t) \pm (2\text{rand}(\text{iseed}) - 0.5) \sqrt{(2vt_{i,j,k}\Delta t - w_s \Delta t)} \quad [10]$$

Los esfuerzos cortantes en un flujo turbulento, a lo largo de su profundidad (z), se determina como:

$$\tau_i = \rho v \frac{dU}{dz} - \rho \bar{u}_i \bar{w} \quad [11]$$

El esfuerzo cortante crítico que actúa sobre las partículas, se calcula como:

$$\tau_{\text{critica}} = 0.03(\rho_s - \rho)gd_{50} \quad [12]$$

La función de probabilidad para la deposición de las partículas se determina con la siguiente ecuación:

$$P_{deposición} = \begin{cases} 0 & \tau_{x,y} \geq \tau_{crítico} \\ \left(1 - \frac{\tau_{x,y}}{\tau_{crítico}}\right) & \tau_{x,y} < \tau_{crítico} \end{cases} \quad [13]$$

Y la función de probabilidad para la re-suspensión de las partículas se establece de la siguiente forma:

$$P_{deposición} = \begin{cases} 0 & \tau_{x,y} \leq \tau_{crítico} \\ \left(1 - \frac{\tau_{crítico}}{\tau_{x,y}}\right) & \tau_{x,y} > \tau_{crítico} \end{cases} \quad [14]$$

Por último, la velocidad de caída de las partículas de sedimentos, se usan las formulaciones de (Van Rijn, Walastra, & Van Ormondt, 2007):

$$w_s = \frac{(S-1)gd^2}{0.8v}; \quad 1 < d \leq 100\mu m$$

$$w_s = \frac{10v}{d} \left[ \left(1 + 0.01 \frac{(S-1)gd^3}{v^2}\right)^{0.5} - 1 \right]; \quad 100 < d \leq 1000\mu m$$

$$w_s = 1.1((S-1)gd^2)^{0.5}; \quad d > 1000\mu m \quad [15]$$

## Equipo de laboratorio

El canal de laboratorio empleado (fig. 2) es de pendiente variable y de sección rectangular constante con longitud de 2.32 m por 0.25 m de ancho y 0.18 m de altura, cuenta con un depósito de alimentación al canal de 22 litros, una bomba de 2 hp y un depósito de almacenamiento de 90 litros.



**Figura 2.** Canal de laboratorio de pendiente variable con electro-compuerta de acrílico, DICIVA-UG

Las paredes del canal son de lámina de acrílico de 0.012 m de espesor, y la compuerta es del mismo material con espesor de 0.006 m, 0.24 m de ancho y 0.15 m de alto, la cual se ubicó en la mitad de la longitud del canal con la finalidad de evitar oscilaciones ocasionadas por los vertedores de entrada y salida.

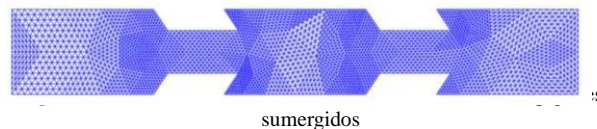
El canal cuenta con un vertedor de cresta aguada fabricado de lámina de acero inoxidable ubicado en la salida del depósito de alimentación al canal con altura de 0.076 m y base de 0.25 m. La salida del canal al depósito de almacenamiento puede ser con o sin vertedero, donde para este trabajo no se utilizó este aditamento. El fondo del canal es de lámina de acero inoxidable con espesor de 0.006 m y para el cual se le asignó un coeficiente de rugosidad de 0.020.

## Discusión de resultados

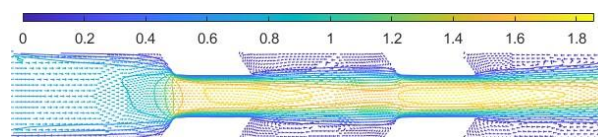
Para validar los resultados de la modelación numérica, se empleó un canal de laboratorio con pendiente variable (fig. 2), con datos de un escenario controlado y la colocación de 4 espigones sumergidos, dos a cada costado del canal, los resultados tanto de

las simulaciones numéricas en MatLab como del modelo físico fueron comparados.

Posteriormente, en la figura (3) se presenta la malla numérica del canal de riego para la modelación de la hidrodinámica y del comportamiento de los espigones, se simuló 1500 segundos con condiciones estables de caudal



Los resultados de la simulación con relación a la velocidad alcanzada en el fondo se observan en la figura (4), donde la velocidad de entrada promedio fue de 0.7 m/s y se obtuvo aumentos hasta 1.8 m/s, suficiente para alcanzar la re-suspensión y movimiento del material de fondo



**Figura 4.** Campo de velocidades en el fondo del canal

## Conclusiones

El diseño y número de espigones colocados de forma adecuada que permita generar condiciones hidrodinámicas favorables para mover el sedimento de fondo de un canal de riego fue demostrado. Los resultados permiten mover el sedimento generando aumento de velocidad de fondo en secciones determinadas donde el material es generalmente constituido por arena. Se presentaron zonas de erosión no significativa, pero si representa un estudio más detallado del campo de velocidades generado posterior a la salida de la zona de espigones.

Los resultados alcanzados, permiten hacer varias propuestas de diseño, colocación y ubicación de los espigones en diferentes puntos del canal para mitigar el azolve en zonas donde la velocidad es muy baja y se presenta el azolvamiento, así como cuantificar el material desplazado o erosionado con las ecuaciones mostradas asociadas al transporte de sedimentos de fondo.

## Referencias bibliográficas

- Dargahi, B.** (1990). Controlling Mechanism of Local Scour. *Journal of Hydraulic Engineering ASCE* 116(10), 1197-1213.
- Hernández, I.** (2003). Modelos euleriano-lagrangianos en flujos a superficie libre: Aplicación al transporte de partículas suspendidas y al crecimiento de microorganismos. México: Tesis Maestría, DEPFI, UNAM.
- Herrera, I. E., Saldaña A., Zavala J. & Castaño S.** (2020). Diseño e instrumentación de prototipo de electro-compuerta para control de caudales en canales de riego, XXIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Acapulco México
- Ramírez, H., Rodríguez, C., & Herrera, I. E.** (2005). Multilayer hydrodynamic model and their application to sediment transport in estuaries. *Special Issue Shanghai Conference, Springer-Verlag, Vol. May.*
- Raudkivi, A. J.** (1999). Functional Trends of Scour at Bridge Piers. *Journal of Hydraulic Engineering ASCE* 112(1), 1-13.
- Robinson, M., Monaghan, J., & Mansour, J.** (2007). SPH simulation of 2D wall-bounded turbulence. *Smoothed Particle Hydrodynamics European Research Interest Community, 2nd International Workshop, 107-110.*
- Van Rijn, L. C., Walastra, D. J., & Van Ormondt, M.** (2007). Unified view of sediment transport by currents and waves IV: Application of Morphodynamic Model. *Journal of Hydraulic Engineering*, 133: 776- 793.

# LA HIDROVÍA PARANÁ - PARAGUAY. OPTIMIZACIÓN DE DRAGADOS DE MANTENIMIENTO.

Prendes, H.; Schreider, M.; Huespe, J.; Mangini, S.; Scacchi, G. y Reynares, M.

Profesores de la Universidad Nacional del Litoral (FICH), Santa Fe, Argentina.  
hectorhugoprendes@gmail.com, mschreider@gmail.com

## Introducción

La hidrovía Paraná-Paraguay tiene más de 120 años de existencia y se extiende por los países de Argentina, Uruguay, Paraguay, Brasil y Bolivia. Su longitud total es de 3667 km, desde el océano Atlántico hasta Puerto Cáceres (Brasil). Por la misma se transportan cargas próximas a los 200 millones de toneladas/año. El subtramo inferior, también conocido como SFO, va desde Santa Fe al Océano y permite que buques oceánicos ingresen por esta hidrovía hasta puertos profundos del gran Rosario (con 36 pies de profundidad) y hasta el puerto de Santa Fe (con 27 pies). El tramo SFO es gestionado por Argentina, el mantenimiento de los canales troncales de navegación se realiza mediante el dragado sistemático de sedimentos que en ellos se depositan. En el Río de La Plata (265 km) los sedimentos que se depositan son arenas, limos y arcillas, a medida que los canales avanzan hacia el océano. En el río Paraná Inferior (484 km) los dragados de mantenimiento se deben ejecutar en lugares localizados llamados "pasos", donde se depositan mayoritariamente arenas, las cuales se dragan, transportan y vuelcan en lugares cercanos naturalmente profundos. La Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas (FICH) de la Universidad Nacional del Litoral (UNL), estudia desde 1990 como mejorar el funcionamiento hidrosedimentológico de esta vía navegable. Para ello ha producido, a lo largo de más de 30 años, ocho proyectos de investigación con numerosos artículos publicados, que hacen al conocimiento y desarrollo de esta Hidrovía. En este caso, la preocupación es reducir volúmenes de dragados, impactos ambientales y costos de mantenimiento de la SFO, contemplando aumentar los calados de la misma.

## Planteo Conceptual

La SFO es naturalmente navegable en un 90 % de su extensión, salvo en los "pasos" (Fig. 1), donde son necesarias obras de dragado sistemáticas. Esto se debe a que en dichos lugares el cauce del río se ensancha y/o bifurca, llegando a duplicar su ancho, y disminuye su profundidad como resultado de los procesos de sedimentaciones de arenas.



Figura 1. Pasos del Paraná Inferior (entre Rosario y San Pedro)

Actualmente, como metodología de mantenimiento de las profundidades en estos "pasos", se realiza la tarea de dragar periódicamente el material naturalmente depositado, cargarlo en

las cántaras de dragas TSHD, transportarlo hasta una zona del río profunda (área de vaciado profundo) y allí arrojarlo por las compuertas de fondo. Esta modalidad de obra quita los sedimentos del canal de navegación, pero, no impide que la sedimentación vuelva a suceder en el mismo "paso", por lo cual se considera que esta metodología de mantenimiento es paliativa, y no promueve procesos adaptativos que se beneficien de las tendencias naturales del río, reduciendo volúmenes de sedimentación. Como alternativa a estas prácticas hoy utilizadas se propone otra metodología de obras para el mantenimiento de profundidades, que consiste en ubicar el material dragado de cada paso convenientemente en zonas laterales del canal de navegación, frente al mismo "paso" donde se extraen. El material allí vaciado y adecuadamente dispuesto daría lugar a una redistribución de caudales que generaría una reducción de la sedimentación dentro del canal, razón por la cual se los denominan vaciados laterales "correctivos". El beneficio buscado es disminuir las obras y consecuentes costos de dragados de mantenimiento futuros en dichos "pasos".

## Nueva metodología de mantenimiento propuesta

Antiguamente en la hidrovía del Paraná se utilizaba esta técnica de vaciados "correctivos" con buenos resultados, pero empleando dragas estacionarias que obstaculizaban el tránsito de embarcaciones. En otras hidrovías del mundo se utilizan obras de regularización fluvial que buscan el mismo objetivo, pero las mismas consisten en espigones rígidos impuestos al río tal como se muestra en la hidrovía del río Mississippi (Fig. 2).



Figura 2. Obras rígidas de regularización en la hidrovía Mississippi.

A diferencia de otras hidrovías, que tienen obras de regularización rígidas (Fig 2), pero en busca del mismo objetivo (reducción de la sedimentación en el canal navegable) para la hidrovía Paraná-Paraguay, se propone el uso del material suelto (arenas) extraído por las dragas desde el canal de navegación, para vaciarlo lateralmente al "paso", tal como se muestra en el ejemplo de la Fig. 3. Estos vaciados laterales "correctivos" son acumulaciones de volúmenes de arena suelta que quedan siempre sumergidos y elevan las cotas del fondo, desde las posiciones previas que tienen hasta lograr el objetivo buscado (obstrucción parcial de parte de la sección transversal). Las dimensiones precisas de cada uno de estos vaciados laterales "correctivos" a utilizar deberán surgir de estudios específicos incluyendo la observación y control de la reacción del mismo río. Asimismo, esto constituye un proceso gradual en el tiempo, donde lograr los volúmenes adecuados en

las zonas de vaciados correctivos para obtener el beneficio final esperado, serán el resultado de una tarea de varios años; a lo largo de los cuales, el monitoreo y seguimiento de la respuesta hidrosedimentológica de la zona, permitirá evaluar el grado de éxito de esta nueva metodología de mantenimiento; o la necesidad de ajustes tanto en los volúmenes como en los lugares de vaciado, siempre con el objetivo final de reducir las tasas de sedimentación en el canal navegable, a partir de lograr un aumento de las velocidades de corriente en el mismo. Este proceso de monitoreo y seguimiento permitirá constatar si la intervención realizada, en particular durante las primeras instancias del proceso, se corresponde con la tendencia natural del río o se contrapone a ella. Finalmente, las obras a implementar serán solo aquellas que respondan a favor del río, constituyendo un verdadero ejemplo de "soluciones basadas en la naturaleza."

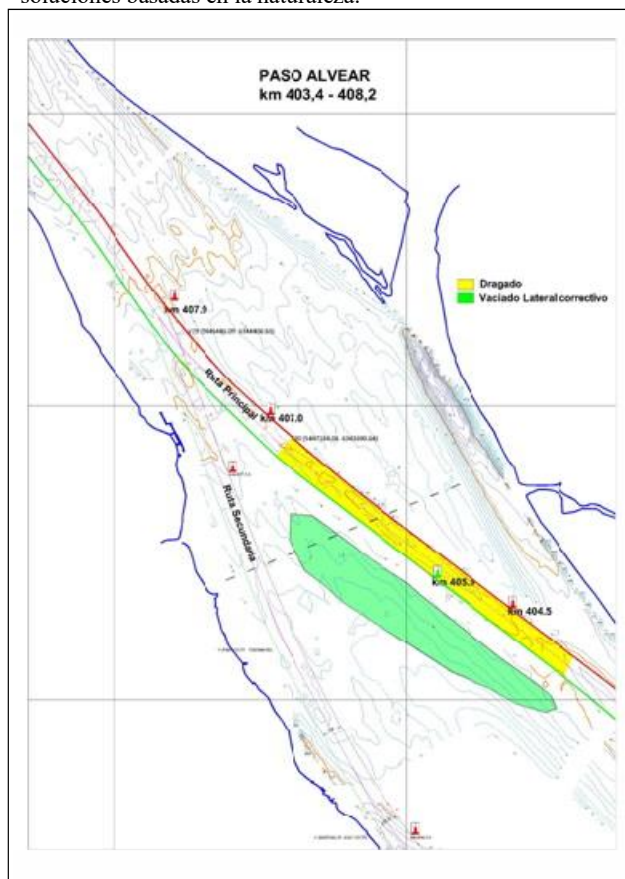


Figura 3. Ejemplo de vaciado lateral "correctivo" en Paso Alvear.

La propuesta es que en la hidrovía del Paraná esta metodología de mantenimientos se comience a implementar gradualmente, empezando por las zonas que brindan expectativas más promisorias, y siempre bajo un estricto y severo control de beneficios económicos y ambientales como consecuencia.

### Efecto esperado en el transporte de sedimentos.

A los fines de hacer una primera valoración de posibles resultados esperados al final del proceso, se evaluó en diversos "pasos" la variación de la capacidad de transporte de sedimento esperada producto de la presencia de los vaciados laterales "correctivos", respecto de la que se daría con la morfología del río actual. Para ello se utilizó la fórmula de Engelund - Hansen (Amsler et al, 2020). La Fig. 4 muestra los resultados del cálculo de la capacidad de transporte de sedimentos en el ejemplo del Paso Alvear (sección con línea de trazos de Fig 3). Como puede notarse, la presencia del vaciado "correctivo" (progresivas 700m a 1200m) genera en esa sección un considerable aumento de la capacidad de la corriente de transportar sedimentos (más del

doble) en la zona del canal de navegación (progresivas 430m a 580m); disminuyendo las tasas de sedimentación en dicho "paso", y en consecuencia también las obras de dragados para el mantenimiento de profundidades. El proceso de gradualidad con que se ejecute y controle esta obra permitirá saber con precisión en qué medida se obtiene el beneficio; pero, aún siendo un porcentaje menor, las reducciones progresivas de los volúmenes necesarios de dragar en el paso serán significativas e importantes si se lo compara con la "reducción nula" que representa sostener la metodología de vaciados profundos, actualmente empleada.

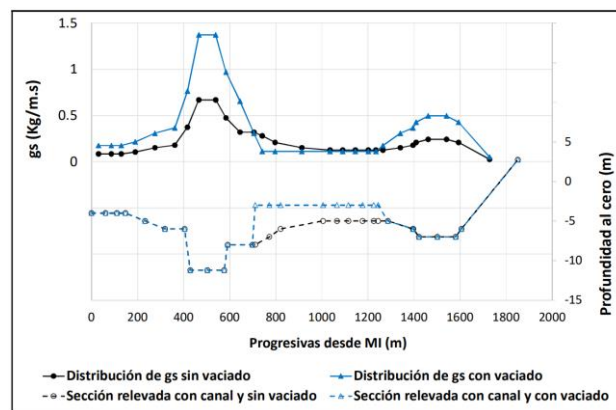


Figura 4. Aumento de transporte sólido en Paso Alvear.

La manera más efectiva de ejecutar estas obras de vaciados laterales "correctivos" es mediante dragas de succión con cántaras (TSHD) con calados limitados cargadas, y con dispositivos de descarga adecuados (sistema split, compuertas de pre-descarga, etc.) para vaciar su carga en zonas poco profundas (21 pies). Ello permitiría reeditar las obras que en el pasado se hicieron en el río Paraná, pero sin el obstáculo que representa para la navegación el uso de dragas estacionarias; y con el mismo beneficio obtenido en otros ríos del mundo, pero evitando obras rígidas de regularización y sus impactos ambientales consecuentes.

### Conclusiones

La experiencia recogida por la FICH en el estudio del comportamiento hidrosedimentológico de la Hidrovía Paraná-Paraguay sugiere que el uso de vaciados laterales "correctivos" ofrecerían las siguientes ventajas: 1) importantes reducciones de volúmenes de dragados y consecuentemente de los costos de mantenimiento del canal navegable; 2) una reducción adicional importante de los costos debida al menor tiempo requerido para los viajes de las dragas para efectuar las descargas; y 3) beneficios ambientales para el sistema, incentivando la tendencia natural del río; esto es anticipar los volúmenes de sedimentos donde el sistema los acepta, y movilizadas artificialmente en forma transversal a la corriente y dentro de la misma zona de dragado (no longitudinal como los vaciados profundos), reduciéndose así también las áreas intervenidas. La aplicación de esta nueva metodología de obras debe ser continuamente monitoreada para verificar su adecuado funcionamiento y beneficio buscado. A su vez, dicho monitoreo, permitirá retroalimentar la metodología, promoviendo un mejor conocimiento del río en cada "paso".

### Referencias bibliográficas

Amsler, M.; Prendes, H; Montagnini, M. y Szupiany, R. (2020) *Transporte de sedimentos y procesos fluviales asociados*. Cap. 5 en el Libro del Río Paraná en su tramo medio. Tomo I. Contribución al conocimiento hidrológico, geomorfológico y sedimentológico. Ediciones UNL. ISBN 978-987-749-267-5.



# NAVEGACION EN CURVAS DE LA HIDROVIA PARANA-PARAGUAY

Huespe J., Prendes H., Mangini S. y Carrión S.

Universidad Nacional del Litoral (FICH), Santa Fe, Argentina.

jhuespe56@gmail.com, hectorhugoprendes@gmail.com, silvinamangini@yahoo.com.ar, ptccarrion@gmail.com

## Introducción

La hidrovía Paraná- Paraguay se encuentra ubicada en América del Sur y se extiende a través de los países de Brasil, Paraguay, Bolivia, Uruguay y Argentina (Fig 1, inferior). Hasta el océano, tiene una extensión de 3667 km y está compuesta por diversos tramos con diferentes profundidades, donde navegan distintos tipos de embarcaciones. En su tramo inferior, desde Santa Fe al océano, navegan también buques oceánicos tipo Panamax y post Panamax, con 34 pies de calado, los cuales requieren de canales con sobreanchos especiales para maniobrar en curvas. Las limitaciones en las esloras de estos buques se presentan en el tramo medio del Río Paraná de Las Palmas (Fig. 1), debido a su cauce único con anchos muy limitados, curvas muy cerradas y de radios reducidos, que dificultan la maniobra de los buques oceánicos mayores que la navegan.



Figura 1. Tramo medio del Río Paraná de las Palmas



Figura 2. Vuelta del Este, km 100

## Nuevo trazado de sobreanchos.

La oportunidad de introducir de mejoras en esta hidrovía permite ajustar los diseños de los sobreanchos de canal de manera de brindar maniobras más seguras. En este trabajo se presentan las ventajas de un nuevo diseño de sobreancho propuesto, verificado a través del seguimiento real de un buque oceánico maniobrando en curva, registrado desde un Sistema de Identificación Automático (AIS) de la prefectura Naval Argentina. Las sucesivas posiciones del buque sobre el recorrido real registrado (registro de la posición del buque a intervalos de tiempo), fue modificado variando artificialmente el ángulo de deriva, para verificar de esta manera, el ancho de barrido de la embarcación (proa y popa) durante la navegación en la curva; con la finalidad de verificar y ajustar el diseño del sobreancho de canal en dicha zona (método FICH). Esta experiencia se realizó en la denominada Vuelta del Este en el km 100 aproximadamente, de la Hidrovía (Fig. 2).

## Deriva de una embarcación

Una embarcación navegando en línea recta, presenta dos fuerzas actuantes, una es el empuje producido por la hélice y la otra, es la resistencia al avance que genera el casco durante la navegación. Cuando se inicia la maniobra en una curva, se gira el timón, hacia un lado y sobre el área del mismo, se produce otra fuerza debido al empuje de la corriente de agua, que genera un movimiento de la popa hacia el lado opuesto al cual se giró el timón (Fig. 3).

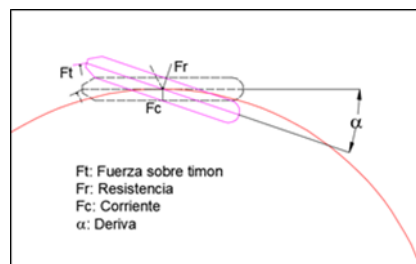


Figura 3. Esquema de deriva de una embarcación

La embarcación tipo que se utiliza actualmente para diseñar el canal de navegación es un buque oceánico post Panamax con hasta 255 m de eslora y 38 m de manga. Las características de este tipo de embarcaciones, es que presentan curvas evolutivas (con máquina y ángulo de timón máximo constante), con diámetros tácticos del orden de 3 veces su eslora, en aguas quietas.

En el Paraná de las Palmas, existen curvas críticas como la denominada Vuelta del Este en el km 100 (Fig. 2), cuyo radio de curvatura es de escasos 400 m, lo que implica que la embarcación de diseño para superarla, en navegación de bajada, maniobra en condiciones próximas al límite de su curva evolutiva. Además, a la deriva producida por el momento evolutivo (deriva en aguas quietas), se le debe agregar otras derivas importantes ocasionadas por corrientes, vientos, efecto de márgenes, etc.; por lo cual resulta fundamental contemplar un diseño del canal con sobreanchos importantes, que permitan a las embarcaciones mayores realizar maniobras seguras.

En consecuencia, en las curvas el buque navega formando un ángulo entre la tangente de la misma y la dirección del plano de crujía de la embarcación, el cual se denomina “ángulo de deriva”. El mismo puede incrementarse por varios motivos, uno de ellos importante es la fuerza que ejerce la corriente de agua. Debido a la deriva de la embarcación, se requiere un ancho mayor del canal de navegación para superar las curvas (fundamentalmente en caso de radios limitados). El diseño propuesto de canales en curvas (Huespe J, 2010), presenta anchos variables en el desarrollo de la misma, con un ancho máximo en el vértice, el cual disminuye hacia el inicio y final de la curva. Este sobreancho se incorpora en el lado interno de la curva, tratando de enderezarla. Para ello se traza la curva del veril interior con un radio mayor, de manera que en el vértice se alcance el ancho correspondiente al de la curva. Un método similar está propuesto en el manual EM 1110-2-1613 “Curved Segments” (USCOE).

### Ventajas del diseño propuesto

La maniobra es más segura porque se puede realizar “arrimando” la proa del buque al veril interno (maniobra conocida por los prácticos como “coronamiento de la curva”). Esta navegación crítica de las curvas, en el sentido hacia aguas abajo, aproximando la proa al veril interno, brinda la ventaja de que la corriente incidiendo sobre todo el buque intenta abrirlo de la costa y no empujarlo hacia la misma. Esto permite que, ante la necesidad de una corrección en la trayectoria, el buque reacciona más rápido al golpe de timón, abriéndose de la costa. Contrariamente, aproximar el buque al veril externo de la curva (lado cóncavo de la misma) presenta riesgos mayores pues la corriente lo deriva hacia la costa, y la respuesta al cambio de timón es más lenta.

En caso de ser necesario obras de dragados, se minimiza el volumen de obra y también las áreas intervenidas (Fig. 4 superior), con respecto al que resulta de considerar sobreanchos constante de ambos lados “Circle Turn”, tal como actualmente se utiliza (Fig. 4 inferior).

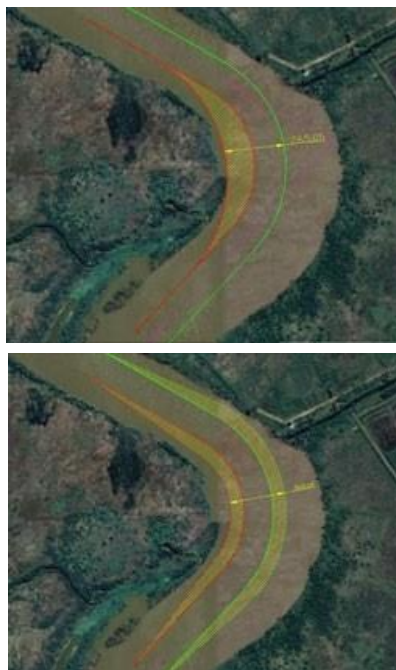


Figura 4. Comparación de áreas involucradas para diferentes trazados de sobreanchos en la curva Vuelta Mercadal (km 159)

### Recorrido real con deriva simulada.

A los efectos de verificar este nuevo diseño de canal, se registraron recorridos reales de embarcaciones en las curvas. En el ejemplo que en Fig 5. se muestra, se trata de un buque de 229 m de eslora y 32 m de manga. Este registro fue obtenido del Sistema de Seguimiento Automático (AIS) que opera la refectura Naval Argentina (PNA), en la Hidrovía ParanáParaguay (curso real); y sobre el mismo se simularon distintas derivas, obteniéndose de esta manera un “barrido” de la embarcación para sucesivas posiciones de avance del buque. Cabe mencionarse que este recorrido ha sido obtenido navegando con el diseño del canal actual.

En la Fig. 5 se muestra el trazado del canal actual y el trazado con el diseño nuevo propuesto, ambos superpuestos con el recorrido real y la deriva simulada máxima. Como puede notarse el trazado del sobreancho propuesto disminuye áreas de canal innecesarias que el trazado actual no utiliza.



Figura 5. Simulación con deriva máxima (Vuelta del Este)

### Conclusión

Según el recorrido real de una embarcación con simulación de las derivas máximas posibles, se puede concluir que:

1. El trazado de la curva según el nuevo criterio propuesto tiende a “abrir” o “enderezar” más la curva, pues el radio del veril interno se amplía, brindando mayor seguridad a la maniobra.
2. El área de sobreancho de canal en planta, según el criterio propuesto, resulta muy inferior respecto del área de sobreancho necesaria según el método “Circle Turn”, disminuyendo consecuentemente los volúmenes de dragados, en casos que fueran necesarios.
3. Se considera conveniente implementar y verificar el diseño propuesto con la práctica de maniobras sobre este trazado.

### Referencias Bibliográficas

- Huespe J., Prendes H. H. (2010). *Diseño de canales de navegación fluvial en la Hidrovía Paraná-Paraguay*. XXIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica.
- Permanent International Association of Navigation Congresses (PIANC). *Publicaciones varias*.
- United State Army Corp of Engineers. *Engineering Design - Layout and Design of Shallow Draft Waterways*.
- United State Army Corp of Engineers. *Hydraulic Design of Deep Draft Navigation Projects*.

## **CUANTIFICACIÓN DEL RIESGO ASOCIADO A INUNDACIONES POR LAS CRECIDAS DEL RÍO URUGUAY EN LA CIUDAD DE PAYSANDÚ**

Juan Sanguinetti, Luis Teixeira, Santiago Narbondo, Sebastián Solari y Christian Chreties

Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental (IMFIA)  
Facultad de Ingeniería – Universidad de la República  
Julio Herrera y Reissig 565 - Código Postal 11.300 - Montevideo – Uruguay Tels. (+598) 2714-2714  
E-mail: juanh@fing.edu.uy - Web: www.fing.edu.uy

### **RESUMEN:**

En este trabajo se cuantificó, mediante criterios internacionales actuales, el riesgo asociado a los eventos de inundación y se verificó si el mismo resulta tolerable o no. Asimismo, una vez conocida la situación actual, se realizaron propuestas para disminuir el riesgo a valores admisibles de acuerdo con dichos criterios. Las propuestas abarcaron medidas estructurales: el diseño de obras de ingeniería) y medidas no estructurales: realojo de algunas viviendas alcanzadas por las inundaciones.

### **ABSTRACT:**

This study quantified, using current international criteria, the risk associated with flood events and verified whether it is tolerable or not. Also, once the current situation was known, proposals were made to reduce the risk to admissible values in accordance with these criteria. The proposals included structural measures (the design of engineering works) and non-structural measures such as the relocation of some houses affected by flooding.

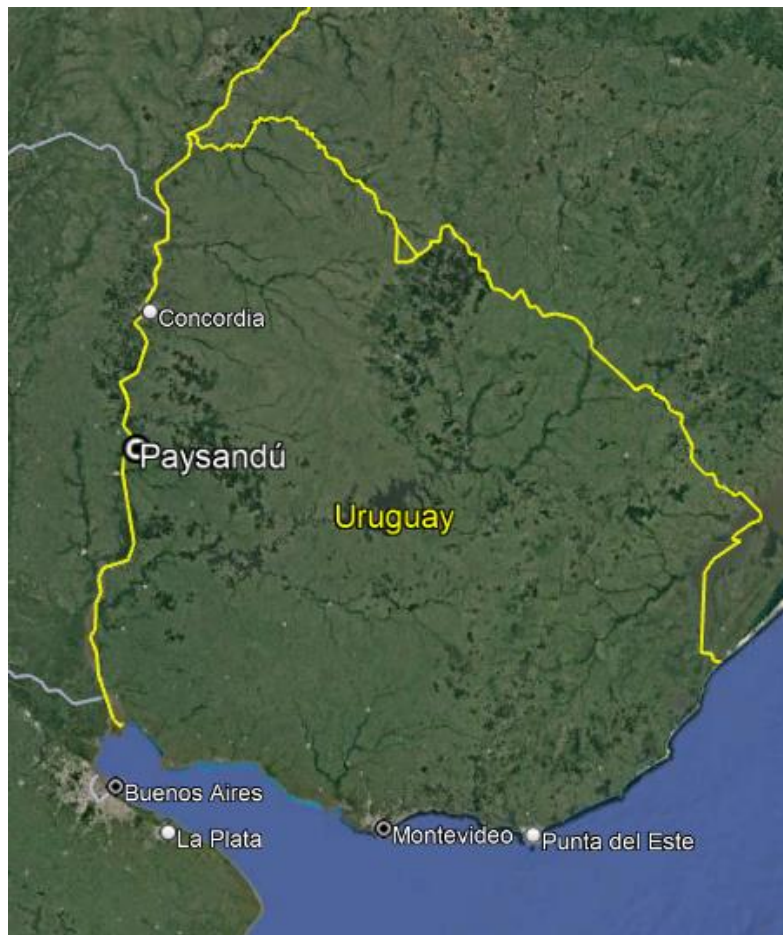
**PALABRAS CLAVES:** mitigación de inundaciones; análisis de riesgo; estadística

## INTRODUCCIÓN Y OBJETIVO

Las crecidas son parte del comportamiento natural de los sistemas fluviales, ríos, lagos, estuarios y mares. Cuando esas crecidas implican inundaciones de zonas urbanas y/o de zonas productivas, resultan en un daño para la sociedad. De esa manera las inundaciones pueden generar un peligro para las personas y un daño para los bienes y las propiedades.

En la ciudad de Paysandú (Uruguay) (Figura 1) las inundaciones provocadas por el río Uruguay afectan principalmente las zonas bajas de la ciudad que, debido a las características topográficas de la misma, ocupan un área importante de la zona urbana.

Cuando se produce el aumento de nivel del río Uruguay, el agua ingresa a las zonas bajas de la ciudad de Paysandú, provocando inundaciones en las zonas habitadas que se ubican en ellas. Estas inundaciones ocurren con alta frecuencia, dado que el período de retorno del nivel del río Uruguay que corresponde a la cota 7 m respecto al Cero Oficial, en la cual ya se inicia la inundación de viviendas, es de solamente tres años.



**Figura 1.-** Ubicación de la ciudad de Paysandú.

El objetivo del presente trabajo es cuantificar, mediante criterios internacionales actuales, el riesgo asociado a estos eventos y verificar si el mismo resulta tolerable o no. Asimismo, una vez conocida la situación actual, realizar propuestas para disminuir el riesgo a valores admisibles de acuerdo con dichos criterios.

Las propuestas abarcaron medidas estructurales: el diseño de obras de ingeniería) y medidas no estructurales: realojo de algunas viviendas alcanzadas por las inundaciones; para alcanzar el nivel de riesgo objetivo.

Como parte del estudio, fue necesario realizar el análisis probabilístico conjunto entre la variación de nivel del río Uruguay y las precipitaciones causantes de las inundaciones locales urbanas; así como interactuar con el diseño de ingeniería de las alternativas, determinando elementos probabilísticos de diseño, como por ejemplo, los períodos de retorno a considerar para el diseño de la solución propuesta a los efectos de que el riesgo resultara tolerable.

Como resultado del trabajo, se definieron las características principales que deberían tener las medidas a tomar para alcanzar el riesgo objetivo, tanto sea para el caso de adoptar medidas estructurales (obras de ingeniería) o para el caso de adoptar medidas no estructurales (realojos).

## METODOLOGÍA

En primer lugar en este trabajo se estudió el estado de la situación actual en la cual convive la ciudad en relación a las inundaciones provocadas por el río Uruguay. Una vez establecido la situación inicial, se procedió a evaluar medidas para disminuir el riesgo. Estas medidas se separaron centralmente en dos, obras estructurales y realojo de la población.

Para determinar el nivel de protección necesario que deben proveer las obras estudiadas se recurrió al análisis de riesgo, mediante el uso de herramientas probabilísticas y de acuerdo con normativas internacionales actuales. El análisis de riesgo resultó decisivo para fijar las características de las estructuras propuestas y su viabilidad, dada la importancia y las consecuencias de un eventual fallo de las mismas.

Se agregó además el estudio de la situación actual (sin obras) de la ciudad, en cuanto a la calificación y cuantificación de los niveles de riesgo por inundación, así como la posible disminución de los mismos si se procediera a reubicar la población que actualmente habita en las zonas inundables.

También el análisis de riesgo permitió definir la cota por debajo de la cual se debería realojar a la población allí asentada, para obtener los niveles de seguridad aceptables en caso de que se optara por esta alternativa, en lugar de proceder a la construcción de obras de infraestructura.

## SITUACIÓN ACTUAL DE LA CIUDAD DE PAYSANDU

En el caso de Paysandú las crecidas del río Uruguay, se producen con alta frecuencia ya que, con periodo de retorno de aproximadamente 3 años comienza a haber desplazados.

Para evaluar las consecuencias de estas inundaciones en la situación actual de la ciudad, en primer lugar se estableció la cantidad de habitantes aproximado para distintas cotas. Para esto se midió el área entre cada curva de nivel y se calculó la población en base a la densidad media de la ciudad. Una vez obtenida esta población, se corrigió por cota en función de la cantidad de afectados que se registran para las distintas inundaciones registradas. Esta corrección obedece a que la densidad media de toda la ciudad no describe correctamente algunas zonas inundables que son menos pobladas. De esta manera se obtuvo la cantidad de desplazados en función de la cota del río.

Como forma inicial y genérica de cuantificar el riesgo de inundación puede usarse la gráfica que se presenta en la Figura 2, en el manual “The International Levee Handbook”, (CIRIA 2013), a partir del Informe de la Environment Agency. Environment Agency (2000). “Review and development of the risk decision box for flooding warning”. Report No.20. Environment Agency. Bristol.

El gráfico ubica en el eje horizontal la probabilidad anual de inundación y en el eje vertical el impacto de la inundación, cuantificada con el número de propiedades afectadas, las líneas de iso-riesgo corresponden a líneas diagonales de pendiente negativa. El área del gráfico queda así dividido en distintas zonas de acuerdo a la frecuencia de las inundaciones (líneas verticales), al impacto de las mismas (líneas horizontales) y a la categorización del riesgo (líneas diagonales).

En ese gráfico se han señalado con puntos rojos los eventos de inundación ocurridos en Paysandú como consecuencia de crecidas del río Uruguay de los cuales se cuenta con registro. Como puede apreciarse casi todos los eventos representados corresponden a una categorización de riesgo alto, con alta probabilidad de ocurrencia y con alto impacto. Esta situación justifica entonces la necesidad de tomar medidas para restringir el impacto de las inundaciones en la ciudad de Paysandú.

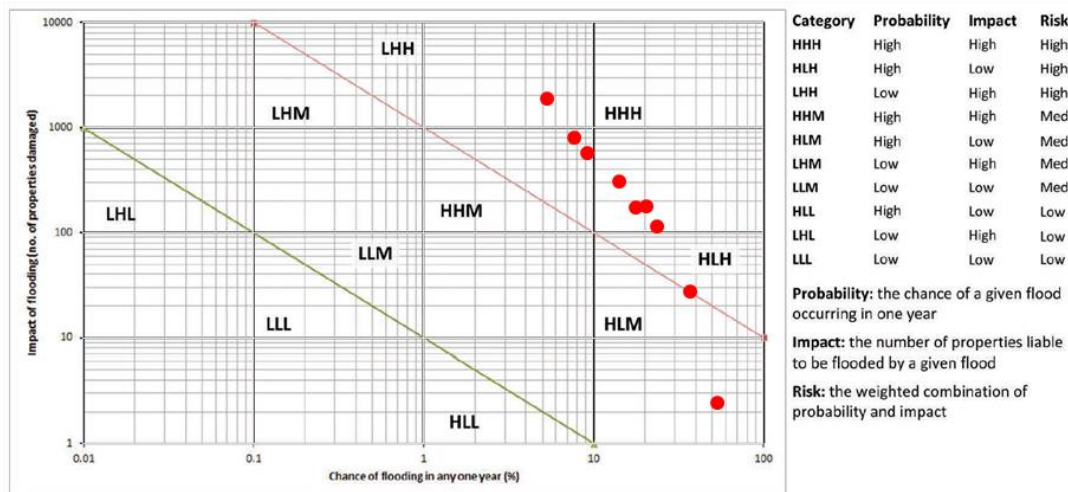


Figura 2.- Evaluación gráfica del riesgo cuantificado, según la Environment Agency (2000) (CIRIA 2013)

A los efectos de comparar con el riesgo que se asumiría en caso de construirse las obras de infraestructura, conviene realizar un análisis cuantitativo más detallado del riesgo de pérdida de vidas humanas y del riesgo de pérdidas económicas en la situación actual.

### Riesgo de pérdida de vidas en la situación actual

Las pérdidas de vida pueden ser evaluadas desde dos perspectivas diferentes (Jonkman 2011):

- 1) La perspectiva individual: la seguridad de un individuo particular.
- 2) La perspectiva social: la probabilidad de un gran número de víctimas.

#### Perspectiva individual

Como una primera medida del riesgo de pérdida de vidas humanas puede utilizarse el Riesgo Individual (IR), definido como la probabilidad de que una persona permanentemente presente en una cierta ubicación y con un nivel de exposición media, muera durante un accidente resultante de una amenaza. (Jonkman 2011). Para su evaluación se utiliza [ 1 ] (Jonkman 2003):

$$IR = Pf Pd/f \quad [ 1 ]$$

Siendo Pf la probabilidad de fallo y Pd/f la probabilidad de muerte de un individuo en caso de que ocurra el fallo.

Siendo Pf=0.34 (probabilidad de que el río Uruguay alcance la cota de inicio de inundación) y como probabilidad de que un individuo muera en ese caso, se toma el valor determinístico de la tasa de mortalidad,  $1 \cdot 10^{-5}$ , resultando  $IR=0.34 \cdot 10^{-5}$ .

Al comparar este valor con el límite para el riesgo individual usado en Holanda para amenazas mayores (aceptado por el Dutch Ministry of Housing, Spatial Planning and Environment (VROM) (Jonkman 2003) que es  $IR=1 \cdot 10^{-6}$ , se observa que en el caso de Paysandú el valor del riesgo individual superaría en más de tres veces el valor admitido. Debe señalarse sin embargo que en Holanda se discute la factibilidad de utilizar ese valor para el caso de las inundaciones.

#### Perspectiva social

Por otro lado, se calculó el Riesgo Social (RS) o riesgo anualizado de pérdida de vidas. El mismo puede definirse como la relación entre la frecuencia y el número de víctimas fatales N, en una

población dada, por la concreción de determinados peligros. El mismo está vinculado con la probabilidad de excedencia del número de víctimas fatales por año:

$$1 - F_N(x) = P(N > x) = \int_x^{\infty} f_N(x) dx \quad [ 2 ]$$

Siendo  $F_N(x)$  la función de distribución de probabilidad del número de víctimas fatales por año, y  $f_N(x)$  la función de densidad de probabilidad de la misma variable.

Como una medida del riesgo es usual considerar el valor esperado anual de víctimas fatales que estará dado por [3] (Jonkman 2003):

$$E(N) = \int_0^{\infty} x f_N(x) dx \quad [ 3 ]$$

El número de víctimas fatales se consideró como directamente proporcional al número de personas desplazadas por la inundación, el cual es una función conocida de la cota que alcanza el río Uruguay. Es decir que el número de personas que habitan por debajo de una cierta cota de inundación  $H$  está dado por una función conocida  $G(H)$ . Se tiene entonces que el número de víctimas fatales  $N$ , es función de  $H$  [4]:

$$N(H) = G(H) * T_m \quad [ 4 ]$$

Donde  $T_m$  es la tasa de mortalidad.

Al ser el número de víctimas fatales  $N$  una variable aleatoria, función de la variable aleatoria  $H$ , se tiene [ 5]:

$$E(N) = \int_0^{\infty} x f_N(x) dx = \int_0^{\infty} G(h) \cdot T_m \cdot f_H(h) dh \quad [ 5 ]$$

Finalmente el valor del riesgo se obtiene integrando la función de densidad de probabilidad de la cota de inundación, multiplicada por el número de víctimas fatales esperadas para cada valor de esa cota (Revee 2010).

En la situación actual, se debe establecer cuál sería la tasa de mortalidad  $T_m$  que multiplicada por el número de personas directamente afectadas por la inundación, permitiría cuantificar el número posible de víctimas fatales  $N$ . Esa tasa de mortalidad no es un dato disponible para el caso de la ciudad de Paysandú y en general es de difícil determinación. En (Escuder Bueno 2014) y (Escuder Bueno 2012), se presenta una tabla para índices de mortalidad por inundaciones, también usada para los casos de rotura de presas. En (Graham 1999) se presentan procedimientos para estimar la tasa de mortalidad frente a rotura de presas sobre la base de datos empíricos.

En el manual “The International Levee Handbook” (CIRIA 2013) se propone una tabla que en términos cualitativos ordena la posible causa de muertes en situaciones de inundación, cuya variable principal es el producto de la velocidad del agua por el tirante que se produce en la misma. Intervienen también en ese ordenamiento la exposición a la amenaza, la vulnerabilidad de la población y las acciones de mitigación que se toman respecto a los efectos de la inundación.

En la situación actual la velocidad del agua es significativamente baja, ya que el aumento del nivel del agua en el río Uruguay es relativamente lento. A eso se agrega que el desarrollo de la inundación permite la evacuación paulatina de los pobladores afectados, así como la previsión con anticipación de la evolución del nivel.

Por estas razones como índice de mortalidad en la situación actual se decidió tomar un valor sensiblemente menor al que correspondería frente a una situación de rotura de presa, adoptándose el valor  $1 \cdot 10^{-5}$ . Téngase en cuenta que para la situación de rotura de presas, el valor más bajo de la tasa de mortalidad aceptado según (Escuder Bueno 2014) es  $1 \cdot 10^{-4}$ , es decir 10 veces mayor al adoptado para la situación actual en Salto y Paysandú, mientras que según (Graham 1999) ese valor puede variar, para el caso más favorable, entre 0 y  $4 \cdot 10^{-4}$ .

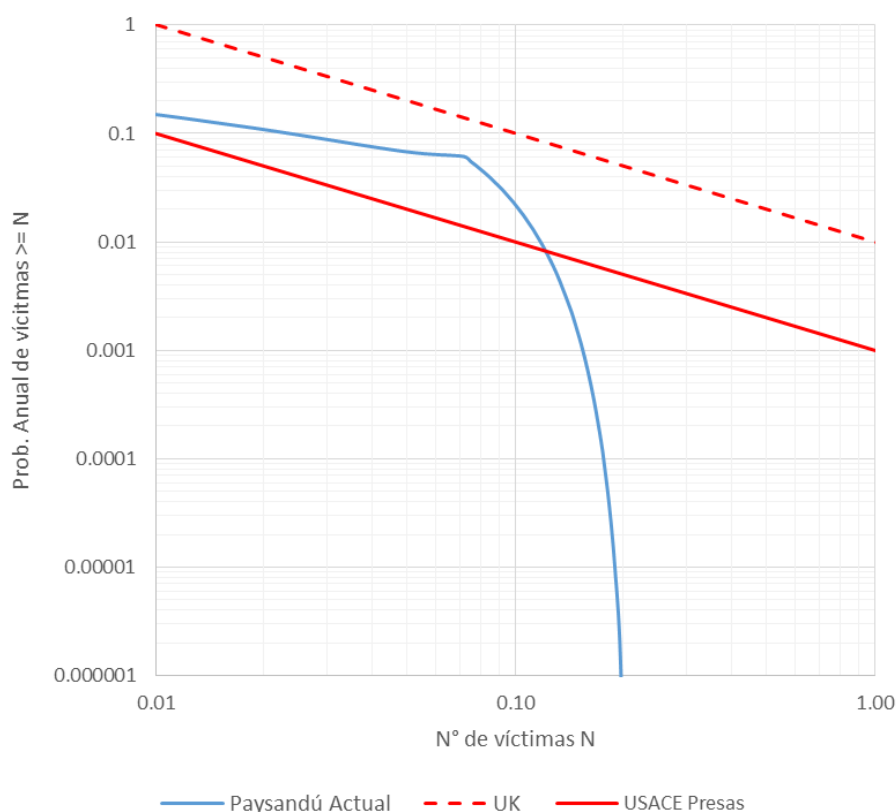
Con las consideraciones efectuadas el valor del riesgo anual de víctimas fatales (RS) obtenido es:  $E(N) = 0.009$  víctimas fatales/año

Por otro lado, debido a que no existen en la actualidad guías que establezcan los niveles de tolerabilidad al riesgo de inundaciones en áreas urbanas, se emplean las gráficas F-N. Éstas presentan en el eje horizontal el número de víctimas (N) versus la probabilidad de excedencia anual de que

ocurran N o más víctimas. El límite de tolerabilidad se establece como una línea diagonal de pendiente negativa que la curva F-N no debiera sobrepasar.

Se construyó la curva F-N y se la comparó con el criterio de tolerabilidad al riesgo empleado por la Health and Safety Executive (HSE) del Reino Unido para instalaciones peligrosas y con el criterio de tolerabilidad recomendado por el U.S. Army Corps of Engineers (USACE) de los Estados Unidos para presas existentes. En la Figura 3 se presentan esos resultados, donde se aprecia que el RS sería tolerable para el criterio del HSE para instalaciones peligrosas, mientras que no lo sería para el criterio del USACE frente a la rotura de presas.

Si bien el número de víctimas estimado es relativamente bajo, la alta frecuencia de las inundaciones plantea la necesidad de tomar, a corto plazo, medidas para reducirlo. El resultado es además coherente con la calificación de riesgo, alto, con alta frecuencia y con alto impacto.



**Figura 3.-** Curva F-N para la ciudad de Paysandú en situación actual.

## PROPUESTAS DE DISMINUCION DEL RIESGO

Como ya se mencionó, se proponen dos tipos de medidas para disminuir el riesgo, por un lado realojar la población y por el otro la construcción de diques a lo largo del río en las zonas más bajas. A continuación se describen las alternativas.

### Realojo de población

Con los mismos criterios de estimación del riesgo que en la situación actual, se evaluó la cota por debajo de la cual no deberían emplazarse viviendas, para cumplir con los criterios de tolerabilidad manejados.

Con ese fin se procedió, en primer lugar, al cálculo del IR de pérdida de vida, suponiendo que no existieran viviendas en las zonas que resultan inundables para diferentes períodos de retorno. Para cumplir con el criterio manejado ( $IR \leq 1 \cdot 10^{-6}$ ) no deberían ubicarse edificios por debajo de la cota 8.6



m SGM, a lo que corresponde un período de retorno de 10 años. De esa manera se tendría, considerando la tasa de mortalidad de  $1 \cdot 10^{-5}$ , un riesgo de muerte individual anual de  $IR = (1/10) \cdot 10^{-5} = 1 \cdot 10^{-6}$ . En ese caso el RS, calculado como el valor esperado de víctimas fatales anuales, sería  $E(N) = 0.006$

En cuanto al RS de pérdida de vidas humanas, se cumple con el nivel de tolerabilidad planteado por el USACE (Figura 2) si se considera que no existen habitantes por debajo de la cota 9.1 m SGM que corresponde a un período de retorno del río Uruguay de 16 años. En esa situación el RS es  $E(N) = 0.0015$ .

Si se quisiera llevar el RS de pérdida de vidas humanas al valor propuesto por el United States Bureau of Reclamation (USBR, 2011), para represas ( $E(N) = 0.001$  vidas/año) se debería impedir la existencia de viviendas por debajo de la cota 9.3 m, que corresponde a un período de retorno del nivel del río Uruguay en Paysandú de 20 años.

## Obras estructurales

Como obra de defensa de la ciudad de Paysandú frente a las inundaciones provocadas por el aumento del nivel del río Uruguay se propone la evaluación de un dique de protección a lo largo de la zona costera de la ciudad. Este tipo de obras, construidas con materiales sueltos, son usuales como obras de defensa costera o en ríos, en gran cantidad de ciudades de todo el planeta. Se estima que existen varios cientos de miles de kilómetros de diques solo en Europa y en Estados Unidos (CIRIA 2013).

En el caso de Paysandú se trata de un dique de aproximadamente 8 km de longitud, a lo largo de los cuales se protegería de las inundaciones a un importante número de pobladores. En estas circunstancias el dique debe ser proyectado, construido y evaluado de acuerdo con criterios estrictos en cuanto a su seguridad.

Para la determinación de la cota de coronamiento, se siguieron los criterios propuestos por la FEMA (Agencia Federal para el Manejo de Emergencias) de Estados Unidos (Natural Resources Agency, 2012). En esta aproximación se establece como nivel de coronamiento el que corresponde a un nivel de período de retorno de 200 años, al que se le debe agregar un francobordo de 0.91 m (3 pies) como mínimo.

Sobre esas bases se resolvió establecer la cota 12.2 m respecto al Cero Oficial como cota de coronamiento del dique, que parte de la cota de nivel del río Uruguay para 200 años de período de retorno (10.9 m), a la que se suma 1.3 m como bordo libre.

Una vez determinada la cota de coronamiento por el método determinístico se procedió a verificar ese diseño a partir de un análisis probabilístico del riesgo considerando como modo de fallo el sobrevertido del dique.

Debe tenerse en cuenta que por tratarse de un dique de poca altura (altura media de aproximadamente 5.0 m) y gran longitud (8 km), otros modos de fallo (por ejemplo deslizamiento o tubificación) tendrían consecuencias sensiblemente menores a las provocadas por el sobrevertido, ya que esos fallos se producirían solamente en zonas particulares del dique.

Para los cálculos del RS de pérdida de vidas se utiliza la metodología ya mencionada. En este caso ante la rotura del dique por sobrevertido se asumió una tasa de mortalidad de 0.0005. Siendo  $E(N) = 0.0006$

Para evaluar el riesgo de pérdida de vidas respecto a criterios internacionalmente reconocidos se consideró también un diagrama del tipo f-N. En esa gráfica en el eje vertical se presenta la probabilidad de fallo anual de la obra mientras que en el eje horizontal se presenta el número de víctimas potenciales, calculado como el cociente entre el valor esperado de víctimas anuales  $E(N)$  y la probabilidad de fallo anual de la obra.

En la Figura 4 se presenta el punto que corresponde a la obra en un diagrama f-N en el que figuran los límites de tolerabilidad propuestos por el USBR de los Estados Unidos para represas existentes (USBR, 2011). Se cumple con los requisitos de riesgo tolerable de acuerdo a la normativa del USBR.

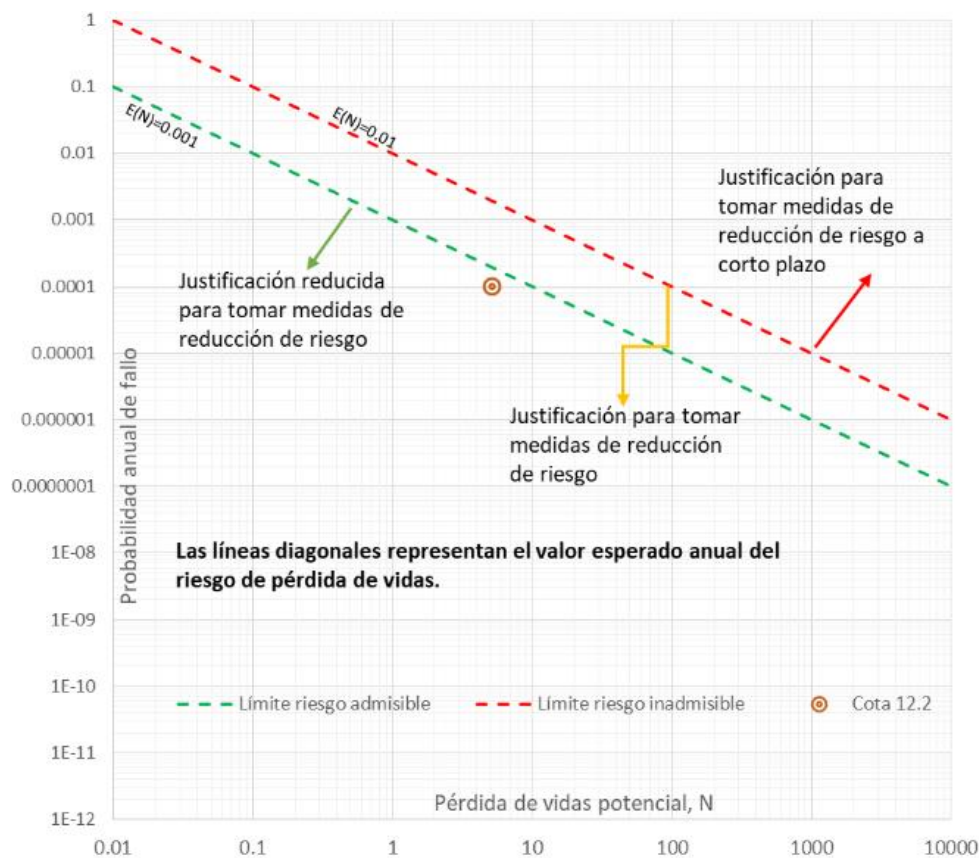


Figura 4.- Diagrama f-N para obra propuesta

Como puede observarse el dique de materiales sueltos cumple con los requisitos de riesgo tolerable de acuerdo a la normativa del USBR, situándose en la zona donde, si se tratase de una presa existente, habría una reducida justificación para disminuir su riesgo.

Los modos de fallo no considerados tendrán un aporte menor al riesgo ya que, no implicarían una destrucción total del dique.

## CONCLUSIONES

Definiendo el riesgo como el producto de la probabilidad de una inundación multiplicada por sus consecuencias, las inundaciones en la ciudad de Paysandú, debidas a las crecientes del río Uruguay, presentan riesgos de pérdida de vida humanas importantes. La alta frecuencia de estas (período de retorno menor a 3 años) determina que, aun asumiendo una tasa de mortalidad baja, se obtengan riesgos considerados altos a partir de criterios de tolerabilidad actuales.

Para disminuir el riesgo, se evaluaron dos grupos de medidas:

- 1) construcción de obras de ingeniería para la defensa de inundaciones
- 2) realojo de la población.

La metodología utilizada permitió diseñar las principales características de las distintas alternativas para alcanzar el riesgo objetivo. Para el caso de la construcción de obras de ingeniería, se verificó que el período de retorno considerado resultara con un riesgo admisible y para el caso de las medidas no estructurales, se definieron los realojos necesarios con el mismo fin.

El análisis de riesgo realizado y la comparación de las alternativas, permitió concluir que la opción más conveniente es evitar la construcción de estructuras de defensa al ingreso del río Uruguay a las zonas bajas de la ciudad de Paysandú y proceder, en cambio, al realojo de la población ubicada en las zonas inundables, ubicadas por debajo de la cota 9.1 m respecto al Cero Oficial.

La alternativa de realojo podría llevarse a cabo en forma gradual, abaratando por lo tanto su costo financiero. El requisito imprescindible para su implementación es el desarrollo de una política de ordenamiento territorial firme y consecuente, que evite el repoblamiento posterior de las zonas que se desalojen.

## REFERENCIAS

**Bureau of Reclamation.** (2011). *Dam Safety Public Protection Guidelines. A Risk Framework to Support Dam Safety Decision-Making.* U.S. Department of the Interior. Bureau of Reclamation. Dam Safety Office. Denver, Colorado.

**Jonkman S.N., van Gelder P.H.A.J.M., Vrijling J.K.** (2003). *An overview of quantitative risk measures for loss of life and economic damage.* Journal of Hazardous Materials A99 (2003) 1–30.

**Jonkman, S.N., Jongejan, R., and Maaskant, B.** 2011. The Use of Individual and Societal Risk Criteria Within the Dutch Flood Safety Policy – Nationwide Estimates of Societal Risk and Policy Applications, Risk Analysis, Vol. 31, No. 2, 2011, DOI: 10.1111/j.1539-6924.2010.01502.x.

**Natural Resources Agency, Department of Water Resources, State of California, USA.** (2012). *Urban Levee Design Criteria.* Levee Management Guidelines. The State of Victoria. Department of Environment, Land, Water and Planning. Australia.

**Reeve D.** (2010). *Risk and Reliability: Coastal and Hydraulic Engineering.* Spon Press.

## USO DE LA TEORÍA DE GRAFOS PARA EL TRAZO Y DISEÑO DE UNA RED DE DRENAJE PLUVIAL

Becerril-Lara J.M., Salinas-Tapia H., Díaz-Delgado C. y Álvarez-Mejía A.L.

Instituto Interamericano de Tecnología y Ciencias del Agua, UAEMex, Toluca, Estado de México, México  
Jbecerrill639@alumno.uaemex.mx, hsalinast@uaemex.mx

### RESUMEN

La optimización de un sistema de drenaje pluvial urbano en términos económicos y de funcionamiento hidráulico es un aspecto importante en la actualidad, el objetivo consiste en minimizar los recursos económicos requeridos para garantizar una solución convencional y dar paso a una gestión sostenible. En este trabajo se analizaron dos enfoques para la conceptualización y obtención de un esquema de diseño óptimo para sistemas de drenaje sostenibles. Primero, analizar la obtención del trazo óptimo haciendo uso de la teoría de grafos, buscando que el diseño obtenido sea un punto de comparación con un diseño manual. Segundo, analizar el efecto que tiene el disminuir el costo de construcción sobre la respuesta hidrológica del sistema y su papel dentro de un contexto sostenible. Los resultados obtenidos muestran diferencias favorables en comparación con el trazo manual existente, por lo que estos esquemas pueden implementarse como una primera aproximación al diseño sirviendo como puntos de referencia para comparar o bien mejorar los diseños obtenidos.

### ABSTRACT

Optimizing an urban stormwater system in economic and hydraulic terms is an important aspect at present, the objective is to minimize the economic resources required to guarantee a conventional solution to evolve towards sustainable management. In this work, two questions necessary for the conceptualization and obtaining of an optimal design scheme for sustainable drainage systems were analyzed. First, to analyze the obtaining of the optimal trace using graph theory, with the aim that the design obtained can be a point of comparison with a manual design. Second, to analyze the effect of reducing the construction cost on the hydrological response of the system and its role within a sustainable context. The results obtained show favorable differences compared to the existing manual tracing, so these schemes can be implemented as a first approximation to the design, serving as reference points to compare or improve the designs obtained.

**PALABRAS CLAVES:** *Drenaje pluvial, Optimización, Grafos*

## INTRODUCCIÓN

La gestión del agua pluvial dentro del entorno urbano suele ser un tema de gran interés debido a las repercusiones negativas que acarrea un mal manejo de los caudales generados, por lo que, desde el surgimiento de las primeras estructuras urbanas el agua pluvial ha sido considerada como un aspecto perjudicial para el desarrollo de las actividades económicas y sociales que ahí acontecen. Como consecuencia de esto se proyectaron estructuras y sistemas para llevar a cabo la captación, transporte y vertido de la escorrentía superficial generada, dando pauta al denominado diseño convencional de sistemas pluviales.

El diseño convencional de sistemas urbanos de drenaje pluvial tiene como principal objetivo el rápido transporte y vertido de la escorrentía superficial captada, buscando en cuanto sea posible un funcionamiento a lámina libre e impulsado por gravedad. La naturaleza de estas características se relaciona directamente con la alta inversión económica requerida para su construcción, por lo que, un buen diseño engloba la optimización de recursos sin perder de vista un correcto funcionamiento hidráulico lo cual es un tema de gran interés para la ingeniería civil (Campos, 2010; Durrans & Haestad Methods, 2007).

Para realizar el diseño convencional de un sistema de drenaje pluvial es necesario abordar dos etapas interrelacionadas: La generación del trazado de la red y el diseño geométrico del sistema propuesto. El trazado de la red no es único y su resultado está condicionado por quien la diseña, sin embargo, como regla general siempre debe buscarse que el sistema de drenaje sea económico buscando seguir el sentido topográfico del terreno con el objeto minimizar los volúmenes de excavación y evitar una operación por bombeo. Por su parte, el diseño geométrico permite dimensionar cada uno de los elementos que componen la red buscando garantizar un correcto funcionamiento hidráulico (Haghighi, 2013) y aunque estas etapas se realizan de forma secuencial una modificación del trazo inicial puede dar lugar a un diseño completamente diferente en términos geométricos y de costo de construcción.

Las soluciones planteadas para abordar el problema en cuestión han tratado de encontrar el trazo o el diseño óptimo mediante la implementación de métodos deterministas o metaheurísticos (Afshar, 2006; Freire & M., 2006), sin embargo, también existen aproximaciones que abordan ambas etapas con diferentes enfoques. Uno de ellos busca una enumeración completa de todos los trazos posibles seguido del diseño hidráulico del sistema tomando como óptimo el diseño de costo mínimo (Navin et al., 2019). Otro enfoque busca tratar de resolver de manera simultánea tanto el trazo y diseño siendo esta opción la más compleja debido al número de combinaciones que deben analizarse (Moeini & Afshar, 2012). O bien resolver las dos etapas por separado, encontrando el trazo óptimo de la red seguido de la optimización del diseño hidráulico (Sahim & Huseyin, 1986).

Cada uno de los enfoques descritos presentan sus ventajas y desventajas, pero en todos ellos queda en evidencia la importancia que tiene la generación y análisis del trazo del sistema, asumiendo que el trazo de la red condiciona el diseño geométrico y ello se refleja de manera directa en el costo económico del proyecto. El problema de optimización en cuestión se puede abordar desde un punto de vista práctico, como la búsqueda de aquel trazo que genera el diseño geométrico de costo mínimo dentro de un espacio de soluciones factibles (Turan et al., 2019).

La teoría de grafos es un recurso recurrente para analizar y obtener el trazo de una red de drenaje debido a su eficiencia computacional, simplicidad y buenos resultados aportados. La idea general es que a partir de un grafo representativo de la red y el cual contiene todos los enlaces posibles, se pueda determinar qué elementos generan un trazo óptimo a través de una ponderación asociada a cada enlace (Duque et al., 2020). Y aunque en efecto no se puede garantizar un resultado óptimo al problema global esta suele ser una muy buena aproximación de análisis comparada con un proceso manual que incrementa su dificultad conforme crece el número de elementos que conforman la red.

Por lo tanto, la forma en que se determina el peso de cada conducto determina directamente el resultado obtenido, y aunque se han tratado de formular diferentes expresiones para su estimación el problema no es tan sencillo (Guiyi & S., 1990), ya que los resultados o esquemas propuestos no

son determinantes y presentan un alto grado de complejidad para una rápida y fácil implementación en la práctica diaria. El problema de esto subyace en el método de diseño adoptado, ya que un peso representativo de cada enlace es función de las dimensiones finales de cada conducto el cual depende directamente de los caudales de escorrentía generados y del redireccionamiento del flujo propuesto, lo cual no puede analizarse sin tener un trazo final de la red analizada.

Pese a todos los inconvenientes, buscar optimar un sistema de drenaje pluvial urbano en términos económicos y de funcionamiento hidráulico es una tarea importante en el contexto actual, la idea busca minimizar los recursos económicos requeridos para garantizar una solución convencional y dar paso a la incorporación de SUDS (Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible) (Bakhshipour et al., 2021). Una evolución sostenible del drenaje pluvial urbano es necesaria debido a las deficiencias y efectos negativos asociados al diseño convencional de sistemas urbanos de drenaje. Los incrementos de caudales picos y reducción de tiempo de concentración en la respuesta hidrológica del sistema son consecuencias directas que se acentúan con las condiciones dinámicas del entorno urbano, por lo que, quizás una optimación puramente económica no sea lo correcto si el objetivo final es buscar alcanzar una evolución sostenible (Bakhshipour et al., 2019).

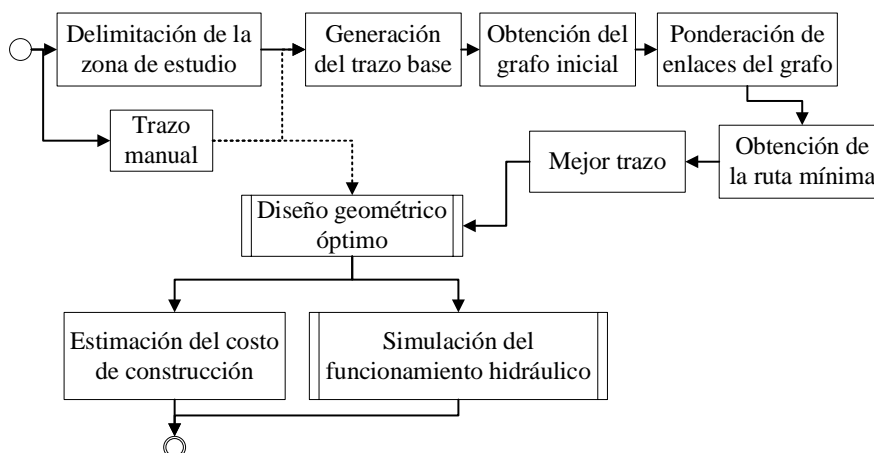
Es así como en este trabajo se buscó analizar dos cuestiones necesarias para la conceptualización y obtención de un esquema de diseño óptimo para sistemas de drenaje sostenibles. Primero, analizar la obtención del trazo óptimo haciendo uso de la teoría de grafos y ponderaciones simples, con el objetivo de que el diseño obtenido pueda ser un punto de comparación con un diseño manual. Segundo, analizar el efecto que tiene el disminuir el costo de construcción sobre la respuesta hidrológica del sistema y su papel dentro de un contexto sostenible.

La ciudad de Toluca, Edo. México, México, es un claro ejemplo de cómo el proceso de urbanización modifica las condiciones hidrológicas de una cuenca natural (Becerril, 2020). Con el objetivo de analizar la implementación de este enfoque de análisis se realizó el diseño de una red de drenaje pluvial para la zona urbana de Toluca, para lo cual se obtuvo el trazo de la red pluvial utilizando ponderaciones simples y de fácil implementación que consideren únicamente información básica del proyecto contrastando con un trazo existente de la red realizado de forma manual, para determinar si es que existen diferencias significativas en los diseños obtenidos respecto al costo de construcción y funcionamiento hidráulico.

## METODOLOGÍA

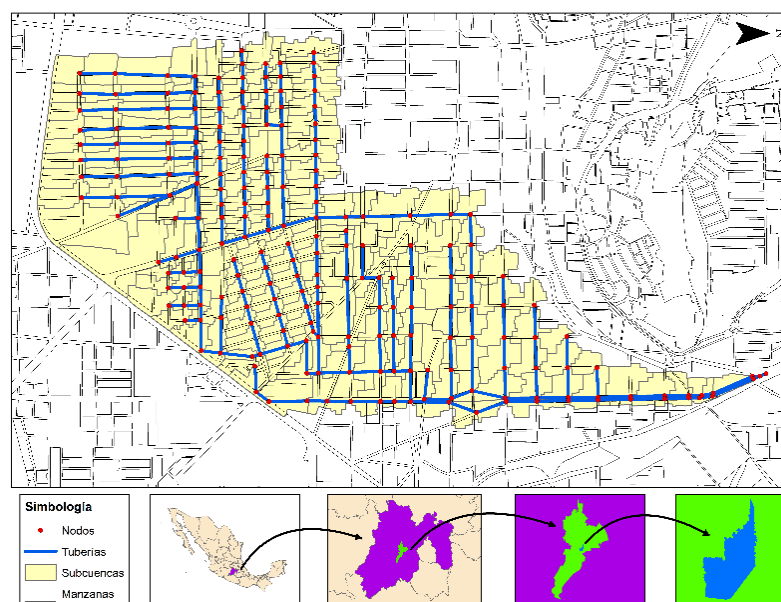
La metodología implementada en este trabajo se presenta en la figura 1, donde se puede observar la secuencia requerida en las tareas contempladas. Se han considerado cuatro etapas principales relacionadas con la obtención de los diferentes trazos, elaboración del diseño geométrico, estimación del costo de construcción y simulación del funcionamiento hidráulico.

La zona de estudio se encuentra en la ciudad de Toluca ubicada en las coordenadas  $19^{\circ}17'32''\text{N}$  y  $99^{\circ}39'14''\text{O}$ , se caracteriza por presentar un clima templado subhúmedo con lluvias en verano y una altitud media de 2670 msnm. El río Verdiguél es uno de los escurrimientos más importantes en la zona, nace en las faldas del Nevado de Toluca, cruza el centro de la ciudad y desemboca al río Lerma kilómetros aguas abajo. En su travesía por la ciudad este cauce ha sido modificado hasta formar parte de la red de drenaje, el cual recibe aportes sanitarios y pluviales recolectados mediante una red de alcantarillado combinado, lo cual, en conjunto con el crecimiento urbano ha dado lugar a que los encharcamientos e inundaciones sean un problema recurrente.



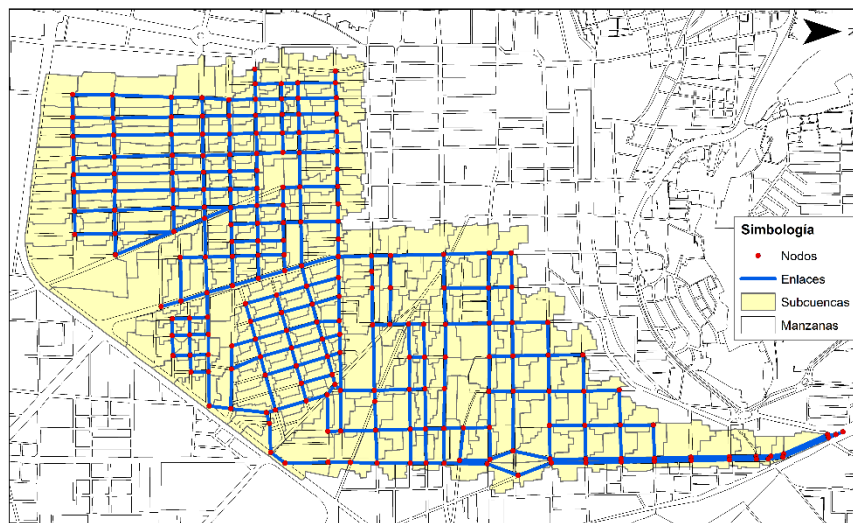
**Figura 1.-** Flujo general de trabajo

Teniendo en cuenta las condiciones de la zona de estudio y con base en la información disponible se seleccionó un subsistema de drenaje de la ciudad (figura 2), el cual drena una gran porción del centro de la ciudad y presenta un trazo realizado de forma manual (T-1) que mantiene la ubicación real de los colectores que lo conforman. El modelo del sistema consta de 220 nodos, 221 tuberías y 215 subcuencas con un área de drenado total equivalente a 327.22 ha que descargan de forma directa al río Verdiguél.



**Figura 2.-** Trazo del sistema de drenaje manual T-1

La determinación de los trazos óptimos requiere de la generación de un grafo base o inicial el cual es de tipo conexo no dirigido y contiene todos los nodos y enlaces posibles a analizar en la red. El grafo base o inicial (GI) a optimar se elaboró tomando como referencia el trazo T-1, para ello se analizó la traza urbana y se conectaron los enlaces viables entre nodos que no existen en T-1, resultando un modelo representativo del sistema con 341 posibles enlaces y conservando el mismo número de nodos y subcuencas. En la figura 3 se presenta el grafo inicial requerido para el proceso de optimación.



**Figura 3.-** Modelo del grafo inicial (GI) del sistema optimar

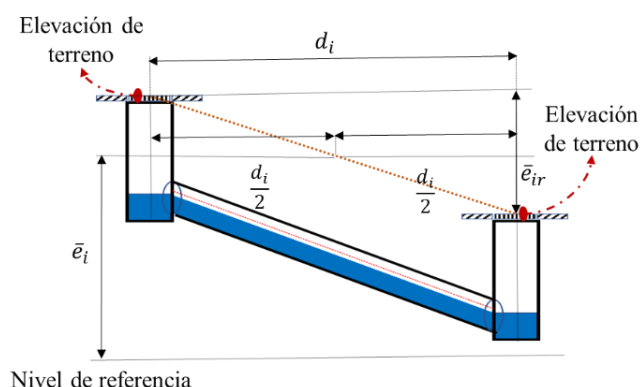
Para la determinar el trazo optimo se siguió el esquema ponderación-ruta mínima, bajo este esquema el trazo óptimo está determinado por aquellas rutas de flujo que tienen una suma mínima de los pesos de cada enlace que las componen. Las diferentes ponderaciones analizadas buscaron incorporar información básica disponible en todo proyecto y de fácil implementación, por lo que atendiendo la naturaleza de un diseño convencional se optó por estructurarlas en función de la longitud del enlace (P-L), longitud y elevación media del terreno (P-LE), longitud y desnivel (P-LD). En las ecuaciones 1,2 y 3 se presentan cada una de las ponderaciones asumidas. En la figura 4 se presenta un esquema de cada una de las variables utilizadas en cada una de las ponderaciones.

$$w_i = d_i \quad [1]$$

$$w_i = d_i * \bar{e}_i \quad [2]$$

$$w_i = d_i * \bar{e}_{ri} \quad [3]$$

Donde:  $w_i$  es el peso específico asignado al enlace,  $d_i$  es la distancia en planta entre los vértices del enlace,  $\bar{e}_i$  y  $\bar{e}_{ri}$  es la elevación y desnivel promedio de los nodos que componen el enlace



**Figura 4.-** Representacion grafica de las variables utilizadas para ponderar un enlace

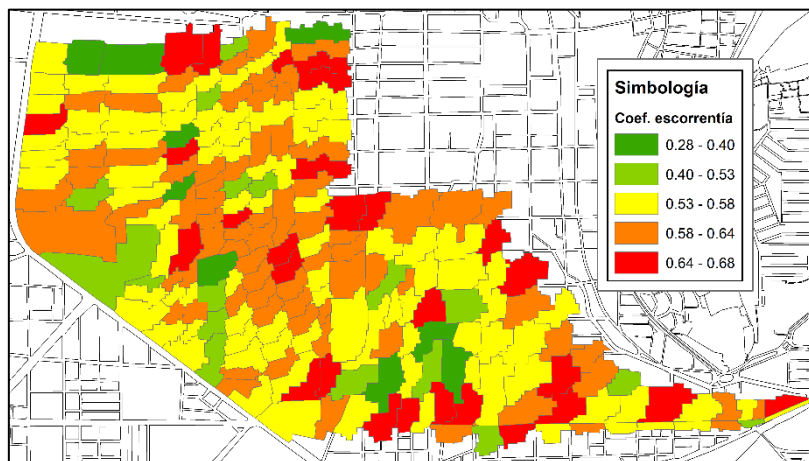
Partiendo del grafo GI ponderado, la ruta mínima para cada ponderación analizada se determinó implementado el algoritmo de Dijkstra (Dijkstra, 1959), obteniendo tres trazos óptimos (T-LE, T-L y T-LD) según la ponderación analizada. Una vez determinados los trazos óptimos, se determinó el diseño geométrico de la red, para ello se implementó el método Racional para el diseño



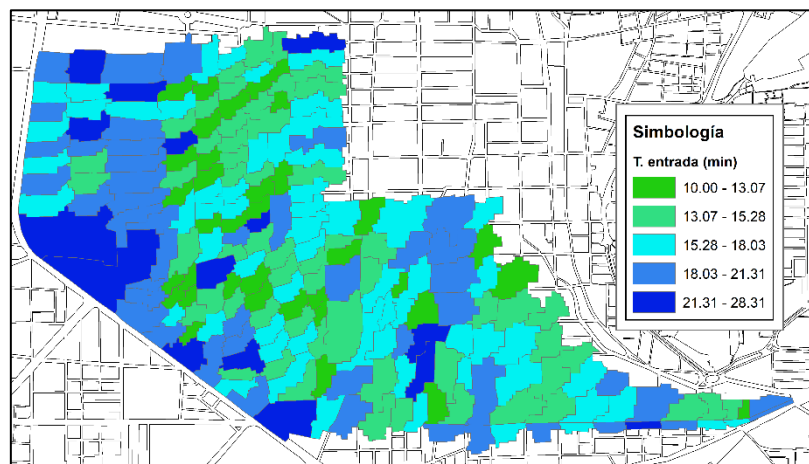
de colectores pluviales buscando que los conductos funcionen por gravedad siguiendo la topografía del terreno (CONAGUA, 2016).

Para el diseño se consideró un periodo de diseño  $T_r = 10$  años, tuberías de concreto con  $n = 0.011$ , velocidades de 0.9 y 5 m/s como valores mínimo y máximo respectivamente, con capacidad máxima de diseño equivalente al 80% del diámetro final de diseño.

Los coeficientes de escorrentía se asignaron en función del uso de suelo (Durrans & Haestad Methods, 2007), con valores de 0.28 hasta 0.68 (figura 5). Así mismo los tiempos de entrada se estimaron en función de las características topográficas y de cobertura en cada subcuenca (Campos, 2010), con valores entre 10 y 28.31 min (figura 6).

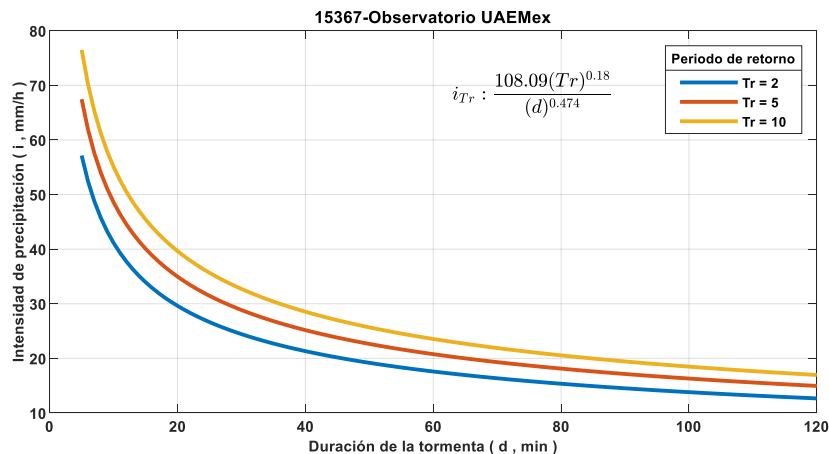


**Figura 5.-** Coeficientes de escorrentía para cada subcuenca del sistema



**Figura 6.-** Tiempos de entrada para cada subcuenca del sistema

La información referente a las precipitaciones se obtuvo a través de registros pluviográficos existentes en la zona de estudio, donde a través de dichas series históricas se llevó a cabo la construcción de curvas ID $T_r$ , las cuales se presentan en la figura 7.



**Figura 7.-** Curvas IDTr características de la zona de estudio

La estimación del costo de construcción se calculó atendiendo seis componentes principales mediante la ecuación 4.

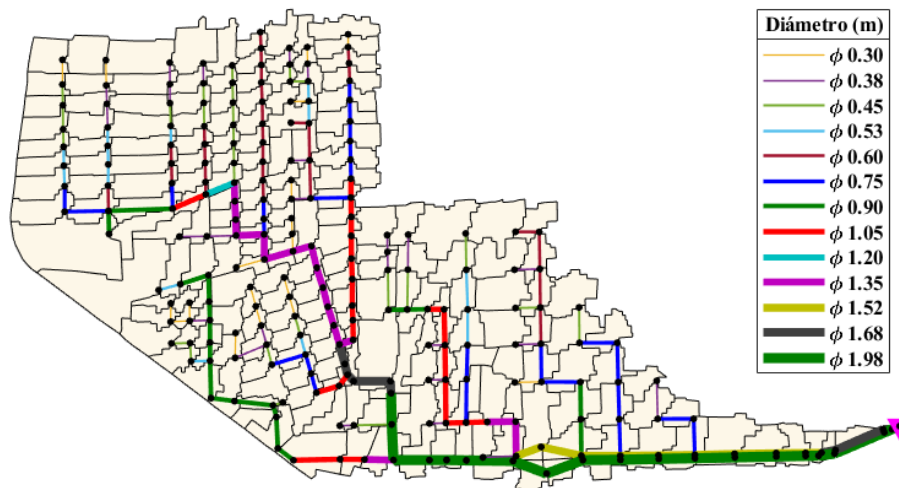
$$C_c = C_T + C_{IT} + C_E + C_R + C_P + C_N \quad [4]$$

Donde:  $C_c$  es el costo de construcción asociado a la red diseñada,  $C_T$  es el costo por suministro de tuberías,  $C_{IT}$  es el costo por instalación,  $C_E$  es el costo por excavación,  $C_R$  es el costo de relleno,  $C_P$  es el costo por suministro de plantilla y  $C_N$  es el costo de construcción de pozos de visita.

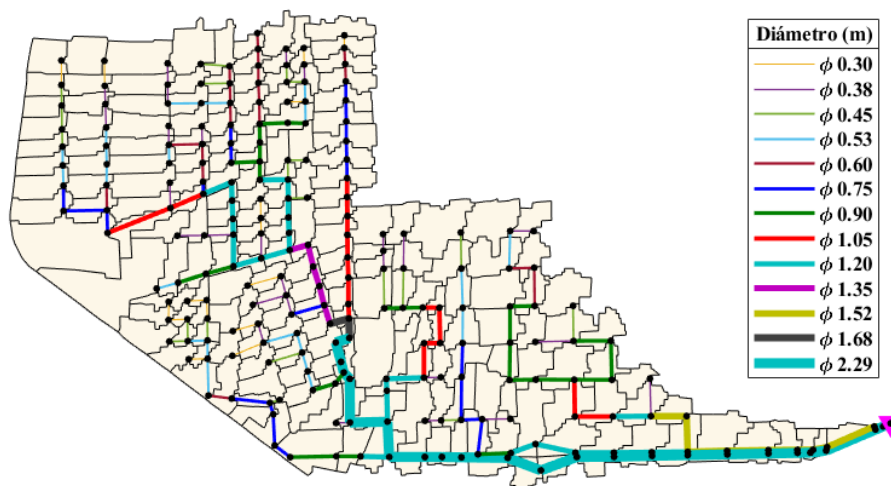
Para cada uno de los diseños obtenidos se llevó a cabo la simulación de su funcionamiento hidráulico. En cada subcuenca se estimó un hidrograma considerado como la escorrentía captada en cada uno de los nodos del sistema, el hidrograma estimado se obtuvo aplicando el método Racional y considerando la información utilizada en el diseño geométrico. El tránsito hidráulico en los conductos se realizó con el método de la onda cinemática (Durrans & Haestad Methods, 2007) con la finalidad de estimar la respuesta hidrológica a la salida del sistema. Todos los procesos requeridos para la construcción de las Curvas IDTr, determinación del trazo óptimo, diseño geométrico y simulación se realizaron con la ayuda de la herramienta hidroinformática Chaak (Salinas et al., 2021).

## RESULTADOS

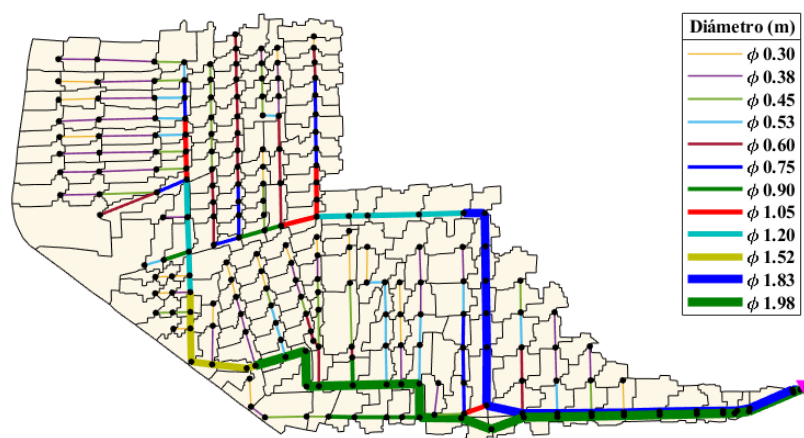
Los diseños geométricos obtenidos muestran diferencias significativas respecto al trazo de la red y el costo de construcción estimado. En la figura 8 y 9 se presentan las dimensiones de los conductos para los trazos óptimos T-L, T-LE y T-LD obtenidos en función de la longitud del enlace (P-L), longitud y elevación media del terreno (P-LE), longitud y desnivel (P-LD) respectivamente, los cuales pueden ser contrastados con los mostrados en la figura 10 correspondientes al diseño obtenido con el trazo T-1 realizado de forma manual.



**Figura 8.-** Diseño obtenido para los trazos T-L y T-LE



**Figura 9.-** Diseño obtenido para el trazo T-LD



**Figura 10.-** Diseño obtenido para el trazo T-1

Los resultados muestran como el trazo T-LE y T-L, para este caso particular, obtuvieron el mismo trazo en planta y por ende el mismo diseño geométrico presentando diámetros menores respecto al diseño obtenido con T-1. Respecto a el trazo T-LD, pese a ser diferente, la ponderación

no permitió encontrar mejoras en el diseño geométrico mostrando incrementos en los diámetros respecto al trazo T-1.

En la tabla 1 se presenta un resumen de la dimensionalidad geométrica obtenida para cada uno de los diseños realizados, la información respalda lo antes mencionado, puede observarse como las longitudes y capacidades volumétricas son menores para los trazos T-L y T-LE.

**Tabla 1.-** Dimensionalidad geométrica de los diseños realizados

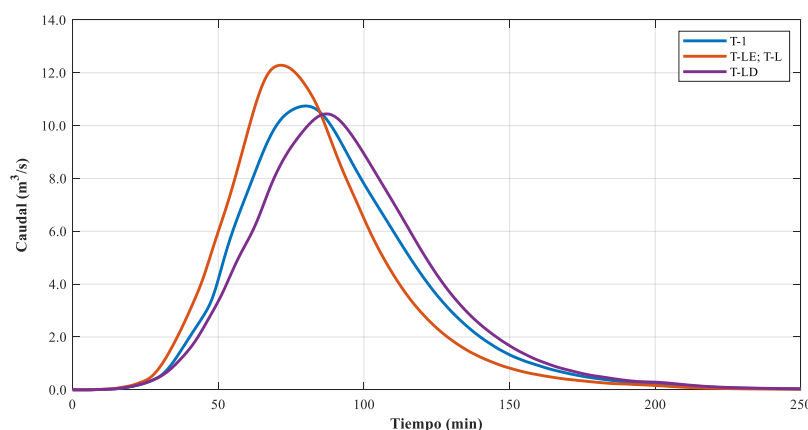
Trazo	Longitud de la red [m]	Capacidad volumétrica [m <sup>3</sup> ]
T-1	25,700.99	21,452.66
T-L	21,684.30	18,596.12
T-LE	21,684.30	18,596.12
T-LD	22,116.09	22,253.99

En la tabla 2 se presenta un resumen de costos estimados para diferentes diseños según el trazo de la red de drenaje. Los resultados muestran que los trazos T-L y T-LE permitieron encontrar un trazo con un costo de construcción de 12.6 % menor al obtenido con el trazo T-1, destacando que para las condiciones asumidas el costo por suministro de tuberías es de más del 65%. Teniendo en cuenta la distribución de los costos obtenida es de entender que aquellos sistemas con longitud y capacidad volumétrica mínima tenderán a ser los más económicos.

**Tabla 2.-** Resumen de costos de construcción de los diseños analizados

Trazo	$C_c$ [\$]	Porcentaje del costo total			Diferencia relativa [%]
		$C_T$ [%]	$C_{IT}$ [%]	$C_E$ [%]	
T-1	72,098,922.69	67.31	12.15	8.15	----
T-L	63,028,331.28	66.00	13.30	8.30	-12.60
T-LE	63,028,331.28	66.00	13.30	8.30	-12.60
T-LD	74,411,441.93	66.70	12.50	8.40	+3.20

En la figura 11 se presentan los hidrogramas estimados en la salida del sistema, en ella puede observarse como el trazo más económico (T-L y T-LE) presenta un incremento en el caudal pico y una reducción del tiempo en el que este ocurre comparado con diseños más costosos, resaltando así los efectos directos de la optimización económica del diseño de una red de drenaje convencional.



**Figura 11.-** Respuestas hidrológicas del sistema para cada uno de los diseño realizados

## CONCLUSIONES

Las ponderaciones analizadas permiten observar que el costo de una red de drenaje queda determina en más del 65% por el suministro de las tuberías bajo las consideraciones asumidas. Por lo que, aquellas ponderaciones que priorizan esta variable beneficiaran el resultado final.

El proceso de optimización del trazo empleado la teoría de grafos y las ponderaciones P-LE y P-L muestran diferencias favorables en comparación con el trazo manual existente, por lo que estos esquemas pueden implementarse como una primera aproximación al diseño sirviendo como puntos de referencia para comparar o bien mejorar los diseños obtenidos.

Respecto al comportamiento hidráulico se puede observar que entre más económico sea el sistema, este se vuelve más eficiente drenando más rápido el agua pluvial, sin embargo, esto acentúa el efecto negativo del enfoque convencional al favorecer el incremento de los caudales pico aguas abajo del punto de descarga.

## 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

- Afshar, M. H. (2006). Application of a Genetic Algorithm to Storm Sewer Network Optimization. *Scientia Iranica*, 13(3). [http://scientiairanica.sharif.edu/article\\_2581.html](http://scientiairanica.sharif.edu/article_2581.html)
- Bakhshipour, A. E., Bakhshizadeh, M., Dittmer, U., Nowak, W., & Haghghi, A. (2019). *A Graph-Theory Based Algorithm to Generate Decentralized Urban Drainage Layouts BT - New Trends in Urban Drainage Modelling* (G. Mannina (ed.); pp. 633–637). Springer International Publishing.
- Bakhshipour, A. E., Hespén, J., Haghghi, A., Dittmer, U., & Nowak, W. (2021). Integrating structural resilience in the design of urban drainage networks in flat areas using a simplified multi-objective optimization framework. *Water (Switzerland)*, 13(3). <https://doi.org/10.3390/w13030269>
- Campos, D. F. (2010). *Introducción a la Hidrología Urbana* (Primera). Printego.
- Duque, N., Duque, D., Aguilar, A., & Saldarriaga, J. (2020). Sewer network layout selection and hydraulic design using a mathematical optimization framework. *Water (Switzerland)*, 12(12). <https://doi.org/10.3390/w12123337>
- Durrans, S. R., & Haestad Methods, I. (2007). *Stormwater conveyance modeling and design*. Bentley Institute Press.
- Freire, D. A., & M., G. V. (2006). Optimal Layout of Sewer Systems: A Deterministic versus a Stochastic Model. *Journal of Hydraulic Engineering*, 132(9), 927–943. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2006\)132:9\(927\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2006)132:9(927))
- Guiyi, L., & S., M. R. G. (1990). New Approach for Optimization of Urban Drainage Systems. *Journal of Environmental Engineering*, 116(5), 927–944. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9372\(1990\)116:5\(927\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9372(1990)116:5(927))
- Haghghi, A. (2013). Loop-by-Loop Cutting Algorithm to Generate Layouts for Urban Drainage Systems. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 139(6), 693–703. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000294](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000294)
- Moeini, R., & Afshar, M. H. (2012). Layout and size optimization of sanitary sewer network using intelligent ants. *Advances in Engineering Software*, 51, 49–62. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.advengsoft.2012.05.003>

- Navin, P. K., Mathur, Y. P., & Kumar, D. (2019). *Layout Optimization of Sewer Network Using Minimum Cumulative Flow in the Sewer Network BT - Advances in Waste Management* (A. S. Kalamdhad, J. Singh, & K. Dhamodharan (eds.); pp. 333–343). Springer Singapore.
- Sahim, T., & Huseyin, B. (1986). Computerized Layout Generation for Sanitary Sewers. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 112(4), 500–515. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9496\(1986\)112:4\(500\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9496(1986)112:4(500))
- Salinas, H., Becerril, J. M., Diaz, C., & García, D. (2021). Desarrollo de una herramienta hidroeinformática para el análisis y diseño de sistemas urbanos de drenaje. In M. Berezowsky, A. Mendoza, & M. Arganis (Eds.), *Compilacion de Trabajos completos: XXIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica* (Vol. 1, pp. 86–97). International Association for Hydro-Environment Engineering and Research.
- Turan, M. E., Bacak-Turan, G., Cetin, T., & Aslan, E. (2019). Feasible Sanitary Sewer Network Generation Using Graph Theory. *Advances in Civil Engineering*, 2019, 8527180. <https://doi.org/10.1155/2019/8527180>

# ESTUDIO DEL PROCESO DE MEZCLA RÁPIDA AL INGRESO DE UNA PLANTA POTABILIZADORA MEDIANTE UN MODELO CFD

Ragessi I. Matías<sup>1,2</sup>; Leon José G.<sup>3,4</sup>; Díaz Lozada José<sup>1,3</sup>; Heredia Ligorria Ana<sup>1,4</sup>; Catalini Carlos<sup>2,4</sup>; Herrera Elisa G.<sup>3,4,5</sup> y García C. Marcelo<sup>1,3</sup>

<sup>1</sup> Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba, Argentina (FCEfN - UNC)

<sup>2</sup> Facultad de Ingeniería, Universidad Católica de Córdoba, Argentina (UCC)

<sup>3</sup> Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET)

<sup>4</sup> Instituto Nacional del Agua - Subgerencia Centro de la Región Semiárida (INA - SCIRSA)

<sup>5</sup> Facultad de Ciencias Químicas, Universidad Nacional de Córdoba, Argentina (FCQ - UNC)

E-mail: matias.ragessi@unc.edu.ar

## Introducción

En este trabajo se presenta el estudio de las condiciones de ingreso del agua cruda a la Planta Potabilizadora Cuesta Blanca (PPCB) ubicada en la ciudad homónima. La PPCB es la encargada del abastecimiento de agua potable para la región sur del departamento de Punilla en la provincia de Córdoba (Argentina). La fuente natural de la cual se surte la planta es el río Icho Cruz, cuyas nacientes se originan en el cordón serrano denominado Sierras Grandes.

Las localidades que son abastecidas desde esta planta son las siguientes: Cuesta Blanca, Villa Icho Cruz, Mayú Sumaj, San Antonio de Arredondo y Villa Carlos Paz. La población actual (2018) de toda la zona abastecida es de 105.000 habitantes permanentes, lo que equivale a una demanda media de agua del orden de los 550 l/s. Esta demanda tiene la particularidad de sufrir amplias variaciones estacionales, fundamentalmente en verano, cuando alcanza valores cercanos a 600 l/s debido al gran incremento poblacional de la región en esta época. Este incremento de la demanda en verano exige al máximo la capacidad de producción con óptima calidad de la planta. Si bien la calidad sanitaria del agua no se ve afectada, parámetros como color y turbiedad se han visto alterados.

Considerando la variación estacional de la demanda, resulta necesaria la optimización de las etapas del proceso de potabilización: coagulación, floculación y decantación de las partículas y materia orgánica disuelta presentes en el agua cruda extraída desde el río, para que los mismos sean retenidos en el proceso, sin afectar la carrera de los filtros y con ello disminuir valores de color y turbiedad en el producto final.

Actualmente, la PPCB cuenta con una canaleta Parshall (cP) para aforar el caudal de ingreso. El diseño de la cP ha sido modificado y la misma se ubica aguas abajo de una curva a 90° por lo que el flujo está lejos de considerarse uniforme. Estas particularidades hacen que la curva altura-caudal (H-Q) de la cP difiera de la curva estándar y sea necesario ajustar una nueva curva.

Ajustar el sistema de aforo de caudales es fundamental para una precisa dosificación de los productos permitiendo maximizar la eficiencia de los procesos de coagulación y floculación con el objetivo de mejorar la remoción de material particulado y disuelto.

En la metodología de ajuste de la curva H-Q de la cP se aplicaron, de manera combinada: mediciones realizadas con un Velocímetro Acústico de Doppler (ADV) para la obtención de los caudales y la Dinámica de Fluidos Computacional (CFD).

Además, el modelo CFD también se utilizó para caracterizar el resalto hidráulico que se forma aguas abajo de la cP, punto en el cual se dosifica el coagulante. En este punto se estudió la eficiencia de la mezcla rápida.

## Materiales y métodos

En la Figura 1 se observa el canal de agua cruda, la zona de ingreso a la PPCB y la ubicación de la cP.

El ADV utilizado para la medición de velocidad del flujo y determinación del caudal líquido fue un instrumento marca YSI/Sontek® modelo FlowTrackerII. En la Figura 1 se indican las secciones en las que se realizaron las mediciones.

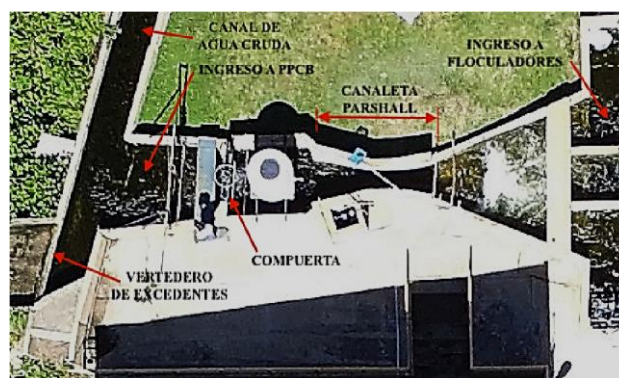


Figura 1.- Canal de agua cruda, la zona de ingreso a la PPCB y la ubicación de la canaleta Parshall.

## CFD

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 a través de un tramo del canal de agua cruda, la zona de ingreso, la cP hasta el punto previo al ingreso a los floculadores.

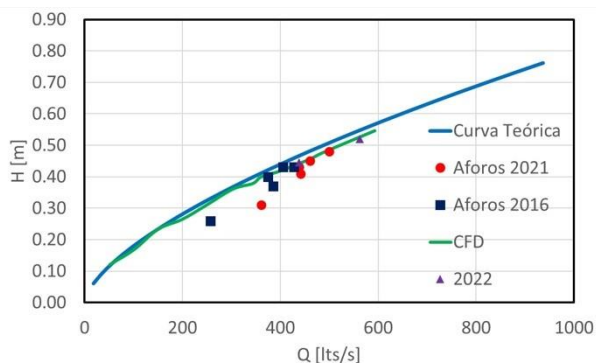
La malla se resolvió con Gmsh® (Geuzaine y Remacle, 2009) y se discretizó con hexaedros de tamaño variable, priorizando la mayor resolución en la zona cercana a las paredes y en la zona de interfase agua-aire.

Se utilizó el código interFoam de OpenFOAM®, que se aplica para una malla de volúmenes finitos y dos fluidos incompresibles, isotérmicos y no miscibles, con un enfoque de captura de la interfaz basada en la fracción de fase. Se utilizó el algoritmo "Pressure Implicit with Splitting of Operators" de Issa (1986), como esquema de cálculo para la presión y la velocidad, el cual se adapta con éxito para la solución iterativa de problemas de estado estacionario (Versteeg y Malalasekera, 2007). El cierre turbulento utilizado es un modelo de dos ecuaciones  $k - \epsilon$  estándar (Launder y Sharma, 1974).

## Resultados

### Curva H-Q

En la Figura 2 se presenta una comparación de la curva H-Q teórica que corresponde a la curva estándar de la cP (Guías para la Presentación de Proyectos de Agua Potable. Ente Nacional de Obras Hídricas de Saneamiento - ENOHSA, 2002), con la curva ajustada con los resultados del modelo CFD. En el mismo gráfico se agregan puntos que corresponden a los aforos realizados con ADV.



**Figura 2.-** Comparación curvas H-Q y resultados de los aforos con ADV.

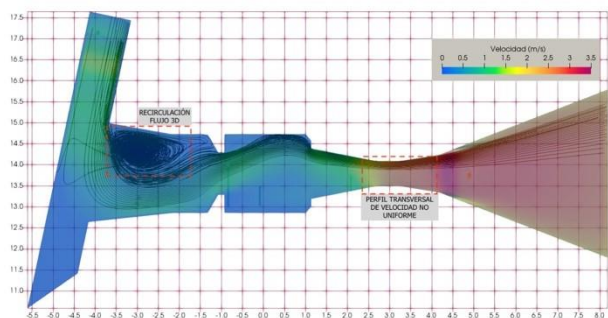
En base a los resultados del modelo CFD se ajustó la ecuación para determinar el caudal en función de la altura de agua que pasa por la cP:

$$Q = 1.59H^{1.59} \text{ [Ec. 1]}$$

En la cual  $Q$  se expresa en  $m^3/s$  y  $H$  en m. Esta curva se aleja de la curva teórica del diseño estándar de la cP:

$$Q = 1.428H^{1.550} \text{ [Ec. 2]}$$

En parte, la diferencia entre las curvas se debe a la forma de ingreso del agua cruda a la canaleta. Aguas arriba se desarrolla un flujo tridimensional producto de la curva  $90^\circ$ , ubicada aguas arriba de la canaleta. En la Figura 3 se observa que en la garganta de la cP la velocidad tiene una distribución no uniforme, situación que se mantiene a lo largo de la canaleta. Este fenómeno también se observó en los aforos con ADV.



**Figura 3.-** Distribución de velocidades en la zona de ingreso y canaleta Parshall.

Estas singularidades provocan que la curva H-Q no se ajuste a la curva teórica de la cP.

### Mezcla Rápida

El resalto hidráulico aguas abajo de la canaleta produce la mezcla rápida con el coagulante dosificado en función de las condiciones del agua cruda.

Se utilizaron los resultados del modelo CFD para estimar la eficiencia en la mezcla rápida. Para ello se utilizaron dos criterios: 1) se estimó la potencia equivalente a un agitador mecánico que genera el resalto mediante el gradiente medio de velocidad ( $G_{med}$ ); y 2) se estudió el comportamiento de una escalar trazada en la fase líquida (agua).

$G_{123}$  es una medida de la potencia que incorpora el agitador al flujo (en los procesos de mezclado de los productos y floculación), generalmente utilizada en ingeniería sanitaria.

Según las normas Enohsa en un resalto hidráulico  $G_{123}$  se puede determinar como:

$$G_{med} = \sqrt{\frac{g\rho h}{\mu \tau}} \text{ [Ec. 3]}$$

donde,  $g$  es la aceleración de la gravedad,  $\rho$  es la densidad del agua y  $\mu$  es la viscosidad del agua.  $T = L/U$ , es el tiempo de mezcla que se calcula en función de la longitud del resalto ( $L$ ) y el promedio de la velocidad de entrada y salida del resalto ( $U = (U_1 + U_2)/2$ ). En este caso resultó  $T \sim 1.2$  s.

La energía hidráulica disipada ( $h$ ) se determinó como  $h = (h_2 - h_1)^3 / 4h_1h_2$ , aquí  $h_1$  y  $h_2$  son las profundidades del agua inmediatamente antes y después del resalto

En este caso el número de Froude en la sección de entrada al resalto es  $F_1 = U_1 / \sqrt{gh_1}$  resultó 1.78, que corresponde a un *resalto débil*, con baja pérdida de carga y turbulencia superficial. Las normas recomiendan que la mezcla rápida se produzca en un *resalto estable* ( $4.5 \leq F_1 \leq 9$ ).

También es importante mencionar que el resalto se forma aguas abajo de la cP. Pero a pesar de ello resultó  $G_{med} \sim 651$  Hz. Este valor se encuentra dentro del rango recomendado (entre 300 y 1200 Hz).

La cP no respeta el diseño estándar. Por ello al momento de presentar este resumen están realizándose análisis de convergencia de malla con el objetivo de: 1) verificar los resultados de  $G_{123}$  y comparar con el valor reportado por la Ec. 3; y 2) estudiar el comportamiento de una escalar trazada en la fase líquida mediante la función (*function object* en OpenFOAM) *scalarTransport* de forma acoplada. Los resultados serán presentados en el trabajo completo.

### Conclusiones

En este trabajo se presenta el uso combinado de técnicas experimentales en campo y un modelo numérico con el fin de caracterizar detalladamente el flujo de ingreso de agua cruda a la PPCB.

Los resultados experimentales y el modelo numérico tipo CFD permitieron ajustar una curva altura-caudal para la condición de funcionamiento de la cP. La curva ajustada, difiere de la curva teórica, en parte por las condiciones del flujo de ingreso. El modelo numérico permitió visualizar que se desarrolla un flujo tridimensional producto de la curva  $90^\circ$ , ubicada aguas arriba de la canaleta. Esto genera una distribución no uniforme de la velocidad del flujo en la transversal, fenómeno que se mantiene a lo largo de la canaleta.

La caracterización detallada de flujo en el resalto hidráulico será presentada en el trabajo completo.

### Bibliográficas

- Enohsa (2002).** Guías para la Presentación de Proyectos de Agua Potable. Ente Nacional de Obras Hídricas de Saneamiento.
- 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.
- Issa R.I. (1986).** "Pressure Implicit with Splitting of Operators" J. Comput. Phys, 40 – 65.
- Launder, B.E. y Sharma B.I. (1974).** "Application of the Energy Dissipation Model of Turbulence to the Calculation of Flow Near a Spinning Disc". Letters in Heat and Mass Transfer, 1, (2). Pp. 131-138.
- OpenFOAM(R) Team (2007).** "User Guide OpenFOAM(R)" Foundation. Recuperado de <http://www.opencfd.co.uk/openfoam/>
- Versteeg, H.K., Malalaseker W. (2007).** An Introduction to Computational Fluid Dynamics. The Finite Volume Method. [2nd Edition]. Pearson Education Limited., Reino Unido.



## **ESTUDIO NUMÉRICO PRELIMINAR PARA LA IMPLEMENTACIÓN EN AMBIENTE RELEVANTE DE UN PROTOTIPO DE TURBINA HORIZONTAL GENERADORA DE ENERGÍA POR CORRIENTE MARINA EN EL CANAL DE COZUMEL**

Cristian Camilo Garcia Castaño<sup>1</sup>, Sebastián Humberto Agudelo Sánchez<sup>1</sup> y Edgar Gerardo Mendoza Baldwin<sup>2</sup>

1,2 Instituto de Ingeniería Universidad Nacional Autónoma de México, CP:04510 Tel: 56233600 ext 8957  
camilo\_0096@utp.edu.co, shagudelo@utp.edu.co, EmendozaB@ingen.unam.mx

### **RESUMEN:**

Este trabajo presenta los resultados de un ejercicio numérico enfocado en estudiar cómo cambios geométricos en los componentes de una turbina pueden resultar en diferentes valores del coeficiente de potencia ( $C_p$ ). Para ello, se utilizó el modelo de turbulencia  $k$ - $\epsilon$  que deduce las ecuaciones promediadas de Navier-Stokes. Además, los resultados ayudaron seleccionar la geometría del Nose-Cone que mejor comportamiento presenta en el canal de corrientes de onda del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

### **ABSTRACT:**

This work presents the results of numerical modelling aimed to study how geometrical changes of a turbine result in different values of the power coefficient ( $C_p$ ). Turbulence model  $k$ - $\epsilon$  was used to deduce the averaged Navier-Stokes equations. Also, the final results allow the selection of the geometry of the Nose-Cone with the best behavior in the wave-current flume at the Engineering Institute of the National Autonomous University of Mexico (UNAM).

**PALABRAS CLAVES:** Turbina, Nose-Cone, coeficiente de potencia

## INTRODUCCIÓN

Los océanos son una potente fuente de energía que puede ser extraída del movimiento de las olas, mareas, corrientes, gradientes térmicos y salinos. Por lo cual representan una oportunidad atractiva para la reducción de los gases efecto invernadero. Una de las alternativas que se ha contemplado en los últimos 20 años es la extracción de energía por corrientes de marea (Robin and Fijita 2002; Nachtane et al. 2020). La opción más viable hasta el momento son las turbinas de eje horizontal (HAT por sus siglas en inglés). Además, aproximadamente el 75% de las investigaciones y desarrollo para obtener energía de las corrientes está orientada hacia este tipo de hidrogenerador (Tabbi Wilberforce et al. 2020).

El CEMIE-Océano (Centro Mexicano de Innovación en Energía del Océano) ha empezado a dar sus primeros pasos. Muchos de los proyectos se encuentran en etapas relativamente tempranas, entre ellas, evaluar la cantidad de energía disponible en su mar territorial. Un estudio reciente describe la disponibilidad energética a partir de un umbral de potencia mínima de  $32 \text{ W/m}^2$  y máxima de  $1730 \text{ W/m}^2$  a una velocidad de corriente de  $0.4 \text{ m/s}$  y  $1.5 \text{ m/s}$  respectivamente (Hernandez et al. 2019). Una de las zonas que posee mayor potencial energético y es casi permanente es el estado de Quintana Roo donde a futuro se dirige esta investigación.

Además, la estructura de los canales de Yucatán y Cozumel han sido previamente estudiados, permitiendo conocer las velocidades de flujo en estos sectores. El canal de Cozumel tiene  $400 \text{ m}$  de profundidad,  $18 \text{ km}$  de ancho y  $50 \text{ km}$  de largo. Athie et al. (2011) encontraron que la corriente promedio en el canal de Cozumel es de  $0.75 \text{ m/s}$  a  $195 \text{ m}$  de profundidad. Otro estudio más reciente, Alcérreca et al. (2019), detalla con mayor precisión el canal y encuentra una variabilidad de la velocidad entre  $0.6 \text{ m/s}$  y  $1.5 \text{ m/s}$ . Por su parte, Ring et al. (2022) estudiaron el régimen de valores extremos de las corrientes en este sitio, como una vía para planear su explotación. La Figura 1. Muestra el lugar de interés energético.

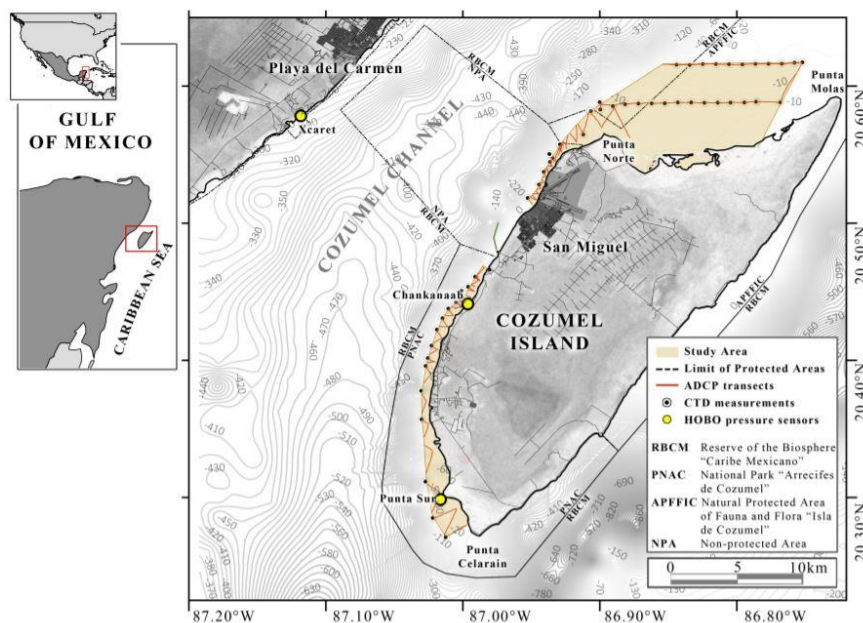


Figura 1: Mapa del canal de Cozumel (Alcérreca et al. 2019).

La caracterización detallada del canal Cozumel representa uno de los puntos de partida para obtener energía de las corrientes ya que demuestra el potencial energético disponible. De esta forma,

la caracterización del flujo de la corriente, ubicación de los sitios potenciales cerca de las costas, la batimetría y las limitaciones ambientales serán de ayuda a la hora de diseñar el dispositivo tanto para las pruebas en los canales de laboratorio como para el canal de Cozumel.

Actualmente, las turbinas para la generación de energía por corrientes marinas están diseñadas para y colocadas en lugares con velocidades de flujo superior a 2 m/s. Los sitios con velocidades más bajas, como el canal de Cozumel con 0.6 a 1.5 m/s, proveen menos energía, por lo que no es económicamente viable utilizar diseños de turbinas convencionales en dichos sitios.

Tomando como fundamento el hecho que, a través de un diseño adecuado para bajas velocidades, es posible obtener un valor óptimo del coeficiente de potencia ( $C_p$ ) al aumentar la relación de velocidad en la punta (TSR por las siglas de Tip Speed Ratio), se decidió realizar un estudio numérico con las condiciones representativas del canal de Cozumel caracterizadas por Alcérreca et al. (2019) limitado a la geometría del canal de corrientes del laboratorio para conocer cómo el cambio paramétrico del Nose-Cone afecta los valores de  $C_p$ . Además, se partió del diseño de álabe propuesto por Encarnación et al. (2018) para sitios con condiciones de flujo similares.

## METODOLOGÍA

### Módulo de turbulencia k- $\epsilon$

Para cumplir el objetivo, se implementó en OpenFOAM® el modelo k-  $\epsilon$ , el cual resuelve las ecuaciones promediadas de Navier-Stokes y, como indica su nombre, contempla la tasa de disipación de energía cinética  $\epsilon$  y la energía cinética turbulenta k. El modelo k-  $\epsilon$  estándar tiene dos ecuaciones de gobierno, una para k y otra para  $\epsilon$ , basadas en los procesos relevantes que causan cambios en estas variables. Se usa k y  $\epsilon$  para definir la escala de velocidad (v) y la escala de longitud (l) representativas de la turbina de la siguiente manera.

$$v = k^{1/2} \quad [1]$$

$$l = \frac{k^{1/2}}{\epsilon} \quad [2]$$

Al adimensionalizar, se puede especificar la viscosidad de los remolinos de la siguiente manera:

$$\mu_t = C_\mu \rho v l = \rho C_\mu \frac{k^2}{\epsilon} \quad [3]$$

Donde  $C_\mu$  es una constante adimensional, el modelo k-  $\epsilon$  utiliza las siguientes ecuaciones de transporte tanto para k y  $\epsilon$  respectivamente.

$$\frac{\partial(\rho k)}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho k U) = \nabla \cdot \left[ \frac{\mu_t}{\sigma_k} \nabla \cdot (k) \right] + 2\mu_t S_{ij} \cdot S_{ij} - \rho \epsilon \quad [4]$$

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

Las ecuaciones contienen cinco constantes ajustables:  $C_\mu, C_c, lC_{2c}, \sigma_k, \sigma_\epsilon$ . El modelo k-  $\epsilon$  estándar emplea valores para las constantes a las que se llega mediante un ajuste completo de datos para una amplia gama de flujos turbulentos (Versteeg et al. 2007).

$$C_{\mu} = 0.09 \quad C_{lc} = 1,44 \quad C_{2c} = 1.92 \quad \sigma_k = 1.00 \quad \sigma_c = 1.30$$

De este modo, se evaluó cómo influye el  $C_p$  ante diferentes valores de TSR en relación con el cambio de geometría del Nose Cone y así iniciar a evaluar el diseño de la turbina en conjunto.

### Condiciones de contorno

Primero es necesario definir las condiciones de flujo las cuales se establecieron con diferentes valores de velocidad de rotación ( $\omega$ ) y con base en los valores de TSR que se quisieron estudiar. Los valores de  $\omega$  se obtuvieron a partir de la siguiente ecuación:

$$TSR = \frac{\omega \cdot R}{U_o} \quad [6]$$

En donde,  $R$  es la longitud del álabe,  $\omega$  la velocidad de rotación y  $U_o$  la velocidad de entrada del fluido.

La velocidad de entrada del fluido se eligió con base a la capacidad del canal de corrientes de onda del laboratorio, el cual se presenta en la Figura 2. El intervalo de velocidad de funcionamiento está entre (0.061 m/s – 0.677 m/s). Así que el valor seleccionado para la velocidad de entrada  $U_o$  es 0.677 m/s debido a su similitud con el valor de la velocidad de corriente del canal de Cozumel. Además, el dominio del cálculo se tomó a partir de la dimensión es del canal que son: medida transversal 0.8 m ancho por 0.6 m de alto y un tramo de su longitud de 2.5 m de largo.



**Figura 2:** Canal de oleaje-corrientes del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Ahora, se realizó en Autodesk Fusion 360® el modelo 3D de la turbina, se implementó el álabe NACA 63-8XX propuesto por Encarnación et al. (2019) para canales con velocidades inferiores a 2 m/s sólo que se realizó una variación en el perfil el cual es un NACA 63-818 en su base y 63-825 en la punta. Adicional a esto, se siguieron las recomendaciones sobre procedimientos y guías del International Towing Tank Conference (ITTC) que describe la separación entre los álabes y la carcasa del eje de transmisión, el cual recomienda que sea entre 1.5D y 2D como mínimo. La Figura 3 muestra el modelo en CAD que se utilizó para el análisis numérico, ésta turbina tiene un diámetro de 0.16 m y los álabes tienen una variación del twist de 5° a 20°.



**Figura 3:** Modelo en CAD de turbina para análisis numérico.

Una vez conocida la velocidad del fluido en el canal y las dimensiones de la turbina se pueden obtener las velocidades de rotación. Las cuales son necesarias para iniciar el cálculo y ser implementadas en el modelo numérico que servirá para conocer el  $C_p$ . La Tabla 1 muestra los valores obtenidos de  $\omega$  a partir de la Ecuación 6.

**Tabla 1.-** Valores de  $\omega$  de la turbina a determinado TSR.

<b>TSR</b>	<b><math>\omega</math> (rad/s)</b>
3	25.387
4	33.850
5	42.312
6	50.775
7	59.237
8	67.700
9	76.162

Finalmente, la interfaz fluido-turbina y la frontera del dominio del cálculo se aplicó la condición de no deslizamiento. Además, se tomó presión cero en la salida del dominio y se dieron valores a  $k$  y  $\epsilon$  de  $0.06 \text{ m}^2/\text{s}^2$  y  $0.00495 \text{ m}^2/\text{s}^2$  respectivamente, obtenidos a partir de las siguientes ecuaciones.

$$k = \frac{3}{2} (U_{ref} T_i)^2 \quad [7]$$

$$\epsilon = C_\mu^{\frac{3}{4}} \frac{k^{3/2}}{l} \quad [8]$$

$$l = 0.07L \quad [9]$$

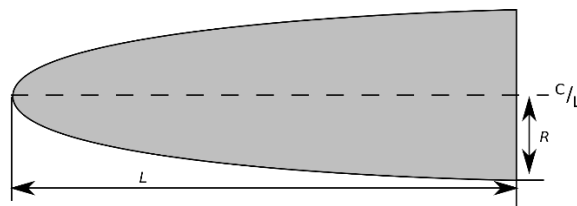
La simulación se detiene una vez el flujo alcanza la convergencia de sus propiedades con un paso de tiempo ajustable.

### Tipos de Nose-Cone

Para evaluar el cambio de  $C_p$  con la variación del Nose-Cone, se eligieron cuatro diferentes diseños los cuales se describen a continuación.

**Elíptico:** Este perfil toma la forma de la mitad de una elipse, siendo el eje mayor la línea central y el eje menor la base del cono de la nariz. La Figura 4 muestra los parámetros necesarios para obtener un Nose-Cone elíptico. La Ecuación 10 corresponde a la función con la que se calculó la geometría.

$$y = R \sqrt{1 - \frac{x^2}{L^2}} \quad [10]$$



**Figura 4:** Parámetros necesarios para calcular Nose-Cone elíptico

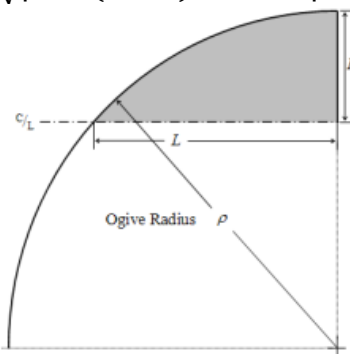
Donde  $R$  es el radio del rotor y  $L$  longitud del cono.

**Esférico:** Este perfil se obtiene a partir del perfil elíptico en donde los valores de  $R$  y  $L$  son iguales.

**Tangente:** Este perfil está formado por un segmento de círculo tal que el cuerpo del rotor es tangente a la curva del cono en su base, y la base está en el radio del círculo. La Figura 5 muestra los parámetros necesarios para obtener un Nose-Cone elíptico. La Ecuación 11 y 12 fue con la que se calculó la geometría. Además, se construyó un Nose-Cone con una relación de aspecto de 1:1.5 respecto al radio del rotor.

$$\rho = \frac{R^2 + L^2}{2R} \quad [11]$$

$$y = \sqrt{\rho^2 - (L - x)^2} + R - \rho \quad [12]$$



**Figura 4:** Parámetros necesarios para calcular Nose-Cone tangente

Donde  $\rho$  es el radio de la ojiva y está relacionado con la longitud y el radio de la base del cono de la nariz.  $R$  el radio del rotor y  $L$  la longitud del cono.

### Características de las mallas

Las mallas se construyeron en el software de código abierto Salome Platform 9.6.0. Se dividió en dos secciones, Estator que hace referencia al cuerpo estático de la turbina y Rotor que es la sección giratoria. Además, la región que corresponde al rotor tiene una malla más fina debido a la presencia de gradientes elevados producto de la geometría. Las Tablas 2 y 3 muestran la resolución y número de nodos de los modelos de turbina analizados.

**Tabla 2.- Resolución del mallado en la turbina**

	<b>3D Dominio</b>	<b>2D - 1D-Rotor</b>	<b>2D - 1D-Superficie álabes</b>
<b>Máxima</b>	0.07	0.07	0.001
<b>Mínima</b>	0.02	0.02	0.0008

**Tabla 3.- Número de nodos en el estator y rotor**

	<b>Rotor</b>	<b>Estator</b>	<b>Total</b>
<b>Tangente</b>	30124	113216	<b>143340</b>
<b>Tangente 1.5</b>	77963	124595	<b>202558</b>
<b>Esférico</b>	54486	70667	<b>125153</b>
<b>Elíptico u</b>	67467	98071	<b>165538</b>

### Calculo coeficiente de potencia

Finalmente, al solucionar las ecuaciones del modelo  $k-\epsilon$ , se puede obtener el torque, tanto sus componentes como su magnitud. Con estos resultados es posible obtener los valores del  $C_p$  con la siguiente ecuación.

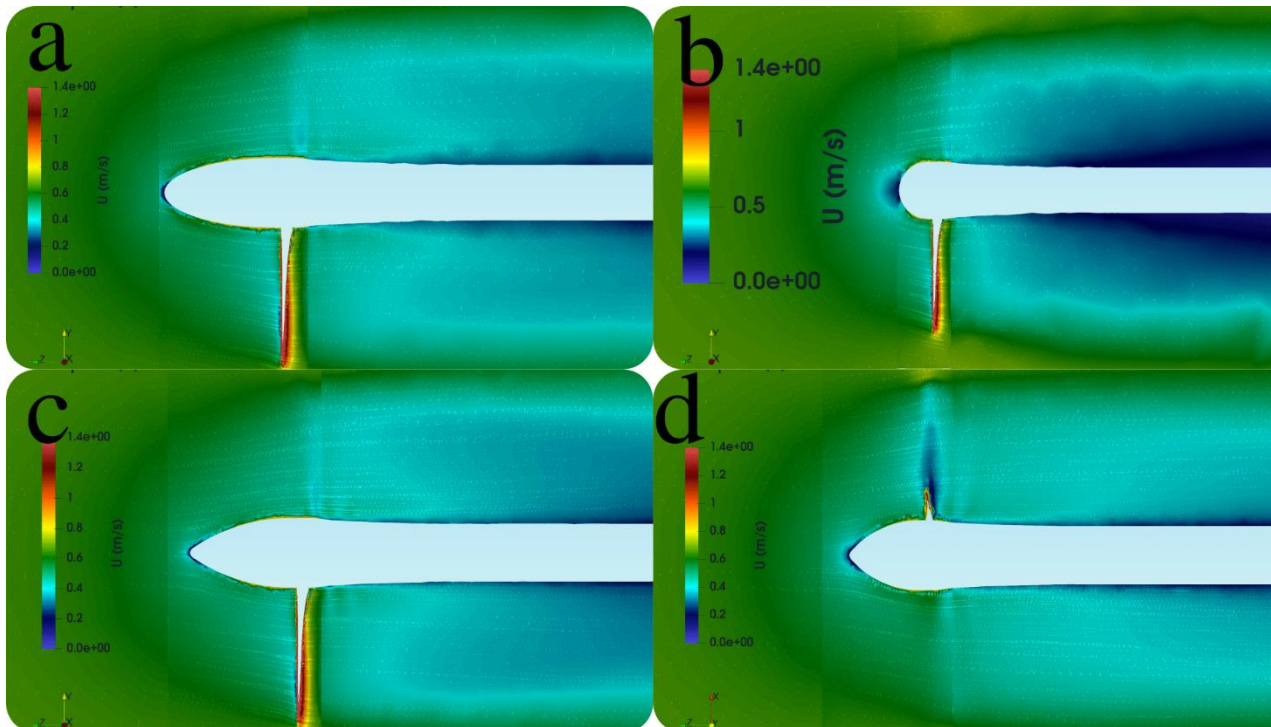
$$C_p = \frac{8 \omega T}{\rho \pi D^2 V^3} \quad [13]$$

Donde  $\omega$  es la velocidad de rotación de la turbina,  $T$  el torque,  $\rho$  la densidad del fluido,  $D$  el diámetro de la turbina y  $V$  la velocidad del fluido. El cálculo del  $C_p$  se realizó para cada uno de los valores de TSR deseados y en donde se espera que las turbinas que operen en corrientes de bajas velocidades obtienen su mayor rendimiento (Encarnación et al. 2019).

## RESULTADOS

Para empezar, se muestran las visualizaciones de los diferentes tipos de Nose-Cone a un TSR de 6 que es el valor en el cual se registra el mayor coeficiente de potencia para las geometrías analizadas. Las visualizaciones que se enseñan en la Figura 5 permiten observar las líneas de corriente y los gradientes de velocidad que se presentan en la frontera sólido-líquido y el área circundante al modelo de turbina.

Las imágenes muestran las diferentes influencias que tiene la geometría en los gradientes de velocidad, en donde azul oscuro representa los valores bajos de velocidad y el color rojo los mayores. Esto es importante conocerlo ya que se debe procurar un diseño que permita extraer la mayor energía y a su vez estabilizar el flujo en el menor tiempo y distancia posible. Las imágenes fueron extraídas para todas las pruebas numéricas una vez se alcanzó la convergencia y en el mismo instante de tiempo 2.5 s.



**Figura 5:** Visualización gradientes de velocidad y líneas de corriente a un TSR=6 Con los diferentes Nose-Cone analizados **a:** Elíptico, **b:** Esférico **c:** Tangente redondeada (1:1.5) **d:** Tangente redondeada

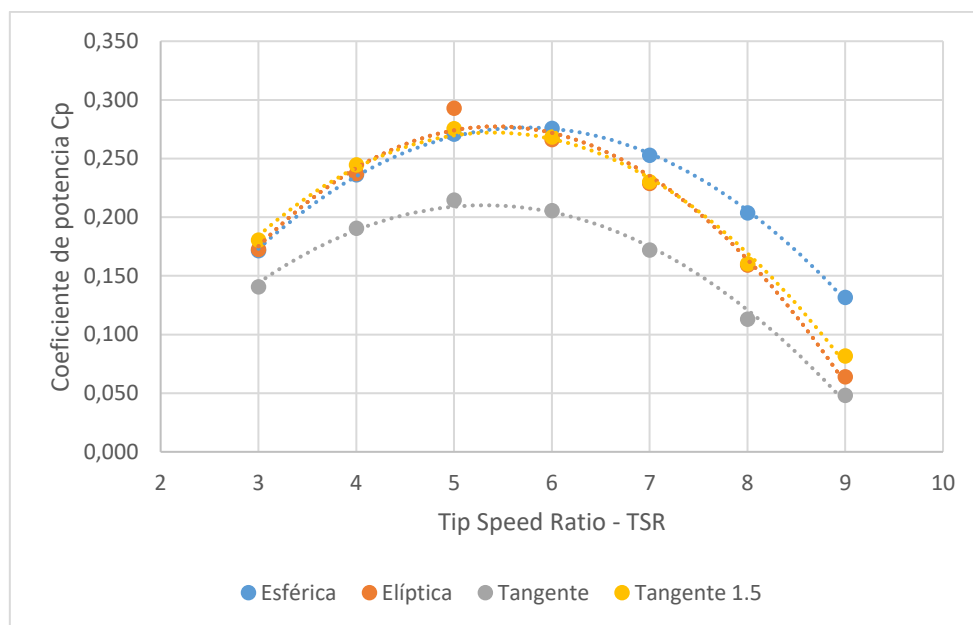
En la Figura 5<sup>a</sup> se observa que los gradientes de velocidad en el contorno fluido-estructura y sus alrededores es menor que para las demás geometrías, además la imagen tiene una coloración verde que indica que la velocidad del flujo es similar que la entregada por el canal. Incluso se presentan menores alteraciones de las líneas de corriente. Lo anterior resalta si se compara con el Nose-Cone esférico de la Figura 5b. que presenta puntos de mayor estancamiento en la punta y cuerpo de la turbina respecto a las demás geometrías.

Por otro lado, en la Figura 5d se observa que hay una mejor estabilidad del fluido aguas abajo. Contrario a la geometría esférica en la que se presentan mayores áreas de color azul oscuro. La disminución de la velocidad a su vez puede ser un indicador de la presencia de vórtices, lo que permite que el flujo tarde más en estabilizarse.

Ahora, las Figuras 5c y 5d tienen la misma geometría y sólo cambia la relación de aspecto entre el diámetro del rotor y la longitud del Nose-Cone. La geometría de la Figura 5c presenta mayores caídas en la velocidad aguas abajo, ocasionando que el flujo tarde más en estabilizarse. Además, si se compara cómo el flujo se ve afectado en el contorno del Nose-Cone, la geometría de la Figura 5d presenta menor caída en los gradientes de velocidad e incluso puede ser similar a la que se observa en la Figura 5<sup>a</sup>, lo que indicaría que el flujo pierde menos energía antes de tener contacto con los álabes.

Para continuar, se presenta la Figura 6 la cual presenta los resultados obtenidos del coeficiente de potencia para los intervalos de TSR recomendados en turbinas que trabajen con velocidades de corriente inferiores a 2 m/s.





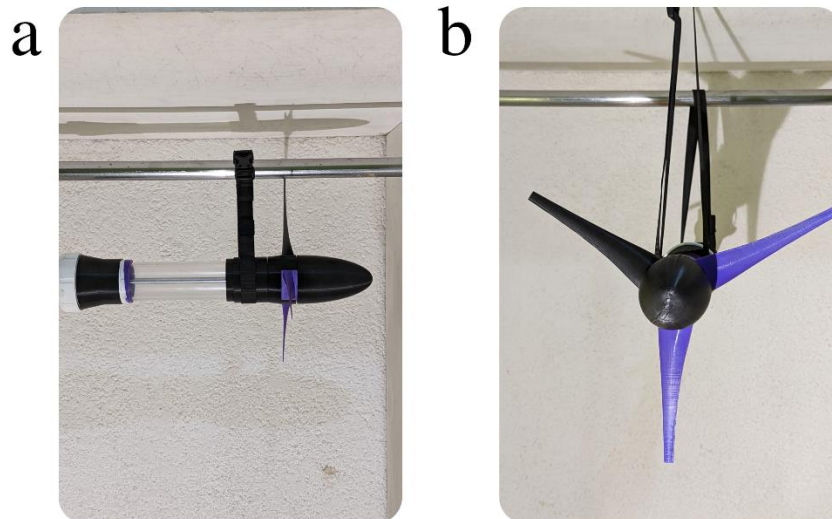
**Figura 6:** Resultados obtenidos del  $C_p$  para los valores de TSR recomendados en turbinas que operan a velocidades de corriente inferiores a 2 m/s para los cambios paramétricos previamente descritos

Los resultados presentados en la Figura 6 expresan que el coeficiente de potencia se hace mayor para este modelo de turbina a un TSR igual a 5 que corresponde a un  $\omega = 42.312$  rad/s. El mayor valor encontrado fue  $C_p = 0.29$  que corresponde al Nose-Cone Elíptico. Sin embargo, los valores para las geometrías esférica y tangente con relación de aspecto 1:1.5 obtienen un valor de 0.27 que sigue siendo un valor aceptable sabiendo que el máximo teórico alcanzado es  $C_p = 0.396$  y el valor en campo máximo ha sido de 0.38 en corrientes que oscilan entre 0.8 m/s y 2.38 m/s (Yangjian Li et al. 2019). La Tabla 4 muestra los valores numéricos alcanzados para  $C_p$  con valores de TSR de 5 y 6 que fueron los mayores valores obtenidos.

**Tabla 4.-** Valores de CP para TSR=5

$\omega$	TSR	Esférica	Elíptica	Tangente	Tangente 1.5
42,312	5	0,271	0,293	0,215	0,275
50,775	6	0,276	0,266	0,206	0,268

Con base en los resultados obtenidos en el valor del  $C_p$  y con base en las imágenes analizadas durante varios instantes de tiempo de los diferentes diseños, se construyó el primer modelo de turbina para validación en el laboratorio. La Figura 7 muestra la vista frontal y lateral del modelo construido.



**Figura 7:** Modelo construido con Nose-Cone elíptico a partir de los resultados obtenidos con el modelo numérico.

El modelo de turbina cuenta con un Nose-Cone elíptico debido a que es la geometría que mejores resultados presentó en los valores estimados de  $C_p$ . Además, los gradientes de velocidad antes que el fluido entre en contacto con los álabes y aguas abajo tienen menos variaciones en comparación con los diseños aquí estudiados.

## CONCLUSIONES

Se realizó un diseño preliminar de una turbina por corrientes marinas con velocidades inferiores a 2 m/s con el fin de ser validado en el canal del laboratorio del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México. Las simulaciones numéricas para el rendimiento muestran valores razonables del  $C_p$  para un Nose-Cone elíptico, álabes NACA 63-818 en su base y 63-825 en la punta con un intervalo del ángulo twist de  $5^\circ$  a  $20^\circ$ . Los resultados obtenidos demuestran que cambios en la geometría conllevan a cambios en los valores de potencia.

Estos resultados del coeficiente de potencia deben ser tomados como referencia para análisis numéricos y desarrollos posteriores, en los que se tengan en cuenta variables específicas de la corriente en el canal de Cozumel, así como aspectos en el diseño de la turbina que optimicen el funcionamiento del dispositivo para aprovechar la energía disponible en la corriente marina.

Si bien, los análisis numéricos no deben ser la única respuesta a los problemas que se desean analizar, son una herramienta que permite comprender previamente cómo y bajo qué condiciones puede someterse un dispositivo, en este caso, el modelo de turbina. Además, ayuda en la toma de decisiones previas a la elección de geometrías, materiales y construcción, que llegan a ser útiles para iniciar pruebas de laboratorio.

## AGRADECIMIENTOS

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología CONACYT y su beca N° CVU 929589. Al CEMIE-O financiado por CONACYT-Fondo de sustentabilidad energética con número FSE-2014-06-249795.

## REFERENCIAS

- Alcerreca-Huerta, J.C., Encarnación J.I, Ordoñez-sanchez, S, Callejas-Jimenénez, M. Gallegos Diez Barroso, G., Allmark, M., Mariño-Tapia, I., Silva Casarin, R., o|Dorherty, T., Johnstone, C., Carrillo, L** (2019). Energy Yiel Assessment from Ocean cCurrents in the Insular Shelf of Cozumel Island. *J. Mar. Sci Eng.* 2019, 7, 147. <https://doi.org/10.3390/jmse7050147>
- Athié J., Candela., J Sheinbaum., A Badan., J Ochoa.,** (2011) Yucatan Current variability through the Cozumel and Yucatan channels. Vol 37 No 4A (2011) <https://doi.org/10.7773/cm.v37i4A.1794>.
- Encarnación, J.I; Johnstone, C.** (2018). Preliminary Desing of a Horizontal Axis Tidal Turbine for Low-Speed Tidal Flow [https://www.researchgate.net/publication/331357907\\_Preliminary\\_Design\\_of\\_a\\_Horizonta](https://www.researchgate.net/publication/331357907_Preliminary_Design_of_a_Horizonta)
- Encarnación, J.I, Johnstone, C., Ordonez-Sanchez, S.** (2019). Design of a Horizontal Axis Tidal Turbine for Less Energetic Current Velocity Profiles. *J. Mar. Sci Eng.* 7, 197. <https://doi.org/10.3390/jmse7070197>
- Hernández-Fontes, J.V., I. Mariño-Tapia, y R. Silva-Casarín,** (2019). Recursos Energéticos del Oleaje en México y Criterios para su Aprovechamiento. p. 225-240. En: Rivera-Arriaga, E., P. Sánchez-Gil, y J. Gutiérrez (eds.). *Tópicos de Agenda para la Sostenibilidad de Costas y Mares Mexicanos.* Universidad Autónoma de Campeche. Red ricomar. 334 p. isbn 978-607-8444-57-1. <https://doi:10.26359/epomex.0519>.
- Nachtane M, Tarfaoui M, Goda I, Rouway M,** (2020). A review on the technologies, design considerations and numerical models of tidal current turbines. *Renewable Energy* <https://doi.org/10.1016/j.renene.2020.04.155>.
- OPEN CASCADE2021. Salome Platform 9.6.0** <https://www.salome-platform.org/>
- Pelc, Robin and Fujita, Rod M.,** (2002)Renewable energy from the ocean, *Marine Policy*, Elsevier, vol. 26(6), pages 471-479, November. [https://doi.org/10.1016/S0308-597X\(02\)00045-3](https://doi.org/10.1016/S0308-597X(02)00045-3).
- Ring M, Rodríguez-Ocampo PE, Silva R and Mendoza E,** (2022). Extreme Value Analysis of Ocean Currents in the Mexican Caribbean Based on HYCOM Numerical Model Data. *Front. Mar. Sci.* 9:866874. <https://doi.org/10.3389/fmars.2022.866874>.
- Tabbi Wilberforce., A.G. Olabi., Zaki El Hassan., A. Durrant., J. Thompson., Bassel Soudan.,** (2019) Overview of ocean power technology. *Energy Volume 175*, 15 May 2019, Pages 165-181 <https://doi.org/10.1016/j.energy.2019.03.068>.
- Versteeg, H.K, Malalasekera, W.** 2007. An introduction to computational fluid dynamics: The finite volume method. Second edition. ISBN: 978-0-13-127498-3.
- Yangjian Li, Hongwei Liu, Yonggang Lin, Wei Li, Yajing Gu** (2019) Design and test of a 600kW horizontal-axis tidal current turbine. *Energy Volume 182*, 1 September 2019, Pages 177-186 <https://doi.org/10.1016/j.energy.2019.05.154>.

## **MODELACIÓN FÍSICA Y MATEMÁTICA PARA EL ESTUDIO DE LA ESTACIÓN DE BOMBEO DE SALIDA DEL SISTEMA RIACHUELO (BUENOS AIRES, ARGENTINA)**

Daniel Bacchiega, Martín Sabarots, Claudio Fattor, Federico Romero, Santiago Guizzardi y Constanza Fernández Gorostidi

Laboratorio de Hidráulica, Instituto Nacional del Agua, Argentina

jbacchiega@ina.gob.ar, mgerbec@ina.gob.ar, cfattor@ina.gob.ar, fromero@ina.gob.ar, sguizzardi@ina.gob.ar, cgorostidi@ina.gob.ar

### **RESUMEN:**

El Sistema Riachuelo es una de las obras de tratamiento y gestión de aguas residuales más importantes construidas en la República Argentina en los últimos setenta años, mejorando la calidad del servicio de 4,3 millones de personas. Estas obras, actualmente en la fase final de construcción, permitirán la conducción, el tratamiento primario y el vertido final al Río de La Plata de las aguas residuales de la red de desagües cloacales de la ciudad de Buenos Aires y alrededores.

En este artículo se aborda el importante papel de los estudios hidráulicos combinados para el análisis del comportamiento hidráulico de la estación de bombeo de salida (EBS) de la planta de tratamiento primario, mediante la implementación conjunta de modelos físicos y modelos matemáticos.

### **ABSTRACT:**

Riachuelo System is one of the most important wastewater treatment and management works built in Argentina in the last seventy years, improving the quality of service for 4.3 million people. These works, currently in the final phase of construction, will allow the conduction, primary treatment and final discharge into Río de La Plata of wastewater from the sewage network of the city of Buenos Aires and surrounding areas.

This article deals with the important role of combined hydraulic studies for the analysis of the hydraulic behavior of the outlet pumping station (EBS) of the primary treatment plant, through the joint implementation of physical and mathematical models.

**PALABRAS CLAVES:** Modelación física, modelación matemática, estación de bombeo, Sistema Riachuelo.

## INTRODUCCIÓN

El Sistema Riachuelo es un conjunto de estructuras destinadas a la conducción, pretratamiento y disposición final de líquidos cloacales de un sector de la ciudad de Buenos Aires y alrededores, siendo la obra de saneamiento más importante construida en la República Argentina en los últimos setenta años. De este modo, se brindará un servicio de mejor calidad para aproximadamente 4,3 millones de habitantes.

El proyecto está conformado por tres grandes grupos de obras. El denominado Lote 1 contempla el desarrollo de tuberías y un túnel de aproximadamente 30 k de longitud para la conducción de los líquidos cloacales crudos, el Lote 2 está conformado por la Estación Elevadora de Entrada (EEE), seguida de la Planta de Pretratamiento de líquidos cloacales (PPT) y finalmente la Estación de Bombeo de Salida (EBS), en tanto que el Lote 3 cuenta con una cámara receptora de los líquidos bombeados desde la EBS y de un emisario de 12 km de longitud con 34 difusores ubicados en los últimos 1.500 metros del túnel.

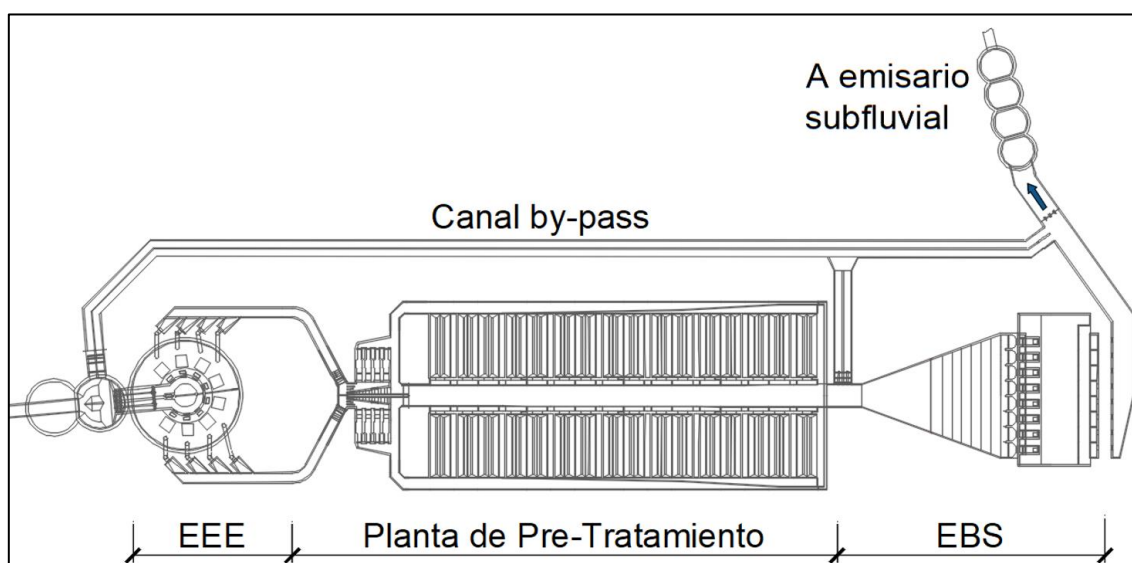
Las estaciones de bombeo situadas a la entrada (EEE) y a la salida (EBS) de la planta de pretratamiento de líquidos cloacales constituyen una parte fundamental del complejo de obras. Las estaciones de bombeo están proyectadas para un caudal de diseño de  $27 \text{ m}^3/\text{s}$ , con descargas hacia el emisario comprendidas entre  $12 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $30 \text{ m}^3/\text{s}$ . Cada estación de bombeo estará provista de ocho bombas, con un caudal unitario nominal de  $4,5 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Las estaciones de bombeo presentan condiciones de borde particulares y disímiles, más allá de que los caudales de estudio resulten los mismos, lo que conduce a características marcadamente diferentes entre sendos proyectos.

En el caso de la Estación de Bombeo de Salida (EBS), resulta importante mencionar que aun cuando su diseño sigue las pautas generales recomendadas por las normativas para este tipo de obra, las condiciones de operación a las que podría verse sometido, tanto normales como extraordinarias, además de los caudales impulsados, imponen la necesidad de llevar adelante un estudio hidráulico detallado, acorde con las exigencias y la envergadura del proyecto.

## DESCRIPCIÓN DE LA OBRA

Tal como se expresara, la Estación de Bombeo de Salida es parte del denominado Lote 2, observándose una planta esquemática en la Figura 1.

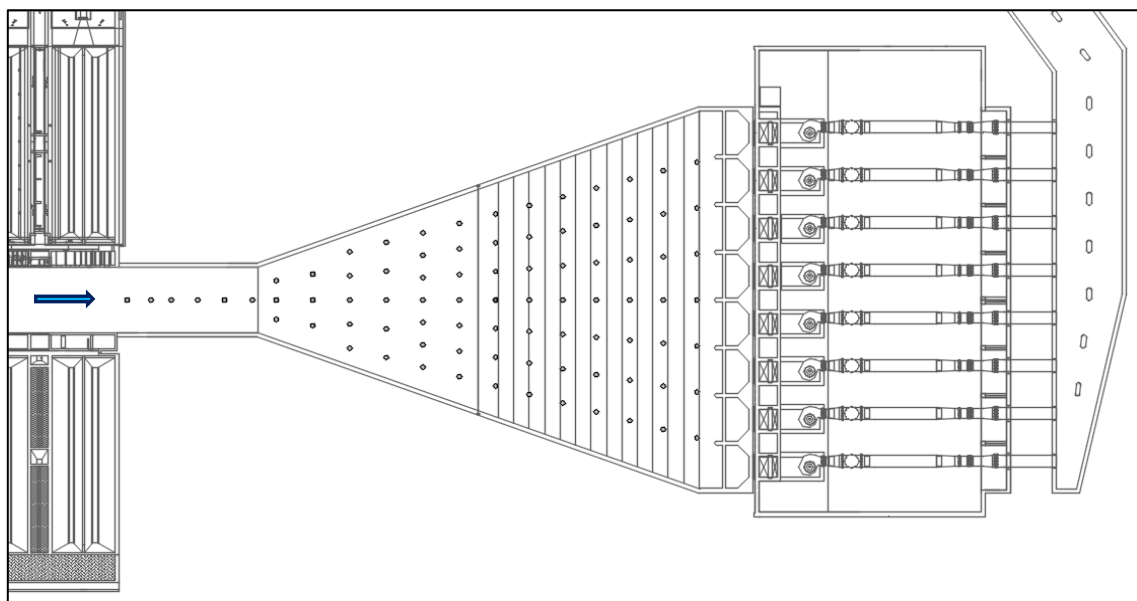


**Figura 1.-** Sistema Riachuelo – Planta esquemática general

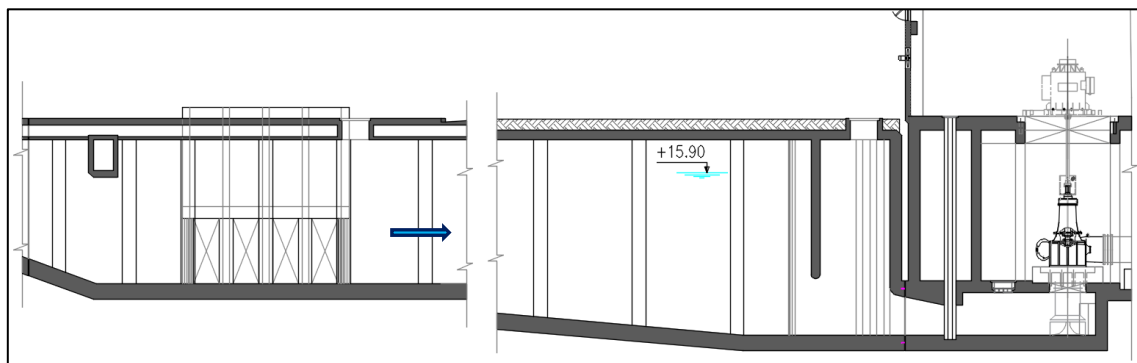
La EBS es una estructura conformada por una cámara de aducción divergente de 57,15 m de longitud, con un ancho inicial de 8,60 m y un ancho final de 49,80 m, lo que genera un semi-ángulo divergente de  $19,82^\circ$  respecto del eje de simetría longitudinal, que recibe el flujo proveniente de los desarenadores (FD). En cuanto a su desarrollo longitudinal, el primer tramo de la cámara divergente se desarrolla en un plano horizontal, para alcanzar posteriormente el tramo final con una pendiente equivalente a un ángulo vertical divergente de  $5^\circ$  que salva una diferencia de cota de 2,27 m.

El tramo final del canal colector de los desarenadores y la propia cámara divergente cuentan con ochenta y cinco columnas de 0,60 m de diámetro sobre las que apoya un sistema de vigas y losas que cubrirán esta superficie, manteniéndose en todos los casos un flujo a superficie libre.

En el extremo final, aguas abajo de la cámara divergente a superficie libre, se disponen ocho dársenas de bombeo equidistantes, las cuales operan a sección llena, previo a la llegada del flujo a la campana de succión de cada bomba. La Figura 2 presenta una planta general de esta obra, mientras que la Figura 3 permite ver un corte longitudinal de la EBS.



**Figura 2.-** Estación de Bombeo de Salida (EBS) – Planta



**Figura 3.-** Estación de Bombeo de Salida (EBS) – Corte longitudinal

## CONDICIONES DE OPERACIÓN

Tal como se mencionara previamente, debe verificarse el comportamiento hidráulico de la EBS para caudales y niveles mínimos y máximos en el interior de la dársena de aducción. Esto

involucra, además, el número y disposición de bombas en servicio, lo que genera un amplio espectro de posibilidades operativas. Aun cuando el estudio comprendió la evaluación de la EBS con caudales entre 12 y 30 m<sup>3</sup>/s, y niveles mínimos y máximos en la dársena, el presente artículo se ha planteado el análisis particular de las condiciones expresadas en la Tabla 1:

**Tabla 1.- Escenarios analizados**

Condición	Ingreso desde	Caudal [m <sup>3</sup> /s]	Nivel líquido [m OSN]	Cantidad de bombas en servicio
Diseño	Canal de ingreso desde desarenadores	27	15,90	6
Extraordinaria	Canal by-pass	27	13,00	6

## METODOLOGÍA

Dada la magnitud e importancia de la obra, se implementó una estrategia de evaluación del comportamiento hidráulico de la EBS mediante la implementación conjunta de modelación física y matemática, lo que permite optimizar los tiempos y el nivel de análisis durante las fases de diagnóstico, planteo y evaluación de alternativas, así como la instancia final de su selección.

La modelación matemática tuvo el objetivo primario de interpretar los aspectos generales del comportamiento hidráulico, evaluando el diseño conceptual, además de identificar posibles cambios globales para conseguir las mejoras deseadas. Los modelos CFD permiten resolver numéricamente las ecuaciones de Navier-Stokes para conservación de masa y de momento, recurriéndose en este caso al uso de OpenFOAM. Para efectuar las modelaciones se seleccionaron los dominios adecuados, se efectuó el mallado tridimensional de la geometría y se efectuaron los cálculos computacionales con un modelo de turbulencia del tipo LES (Large Eddy Simulation) que permite una mejor evaluación de las condiciones de pre-rotación del flujo (Guo (2017), Schafhitzel (2008), Škerlavaj (2011)).

Por otro lado, la modelación física presenta como principal objetivo obtener un diagnóstico hidráulico integral de la estación de bombeo, evaluando una amplia serie de escenarios operativos, identificando singularidades de flujo que potencialmente afectarían al comportamiento hidráulico. En particular, se efectuaron evaluaciones minuciosas relacionadas a la asimetría de velocidades del flujo de aproximación, la formación de vórtices superficiales y de pared/fondo (incluyendo su intensidad y permanencia), así como el flujo de pre-rotación inmediatamente aguas arriba de cada bomba en servicio (ANSI/HI9.8 (2012), Nakato (1992)).

La escala de longitud del modelo físico adoptada fue 1:15, respondiendo el modelo a la similitud de Froude aunque con requerimientos importantes en relación con el número de Reynolds y el número de Weber definidos en el ingreso a la bomba.

Los estudios sobre el modelo físico, construido y operado en las instalaciones del Laboratorio de Hidráulica del Instituto Nacional del Agua (Ezeiza, Argentina), se realizaron considerando el nivel mínimo operativo, y caudales comprendidos entre 12 y 30 m<sup>3</sup>/s, lo que posibilita el funcionamiento de un número variable de bombas, con múltiples posibilidades de combinación.

Desde el punto de vista de las condiciones generales evaluadas, se ha abordado el comportamiento hidráulico bajo condiciones de ingreso normales y extraordinarias, estando dada la condición normal por el ingreso del flujo desde el canal colector del flujo pasante por los desarenadores, y la situación extraordinaria por la alimentación desde un canal by-pass orientado perpendicularmente al eje longitudinal de las obras.

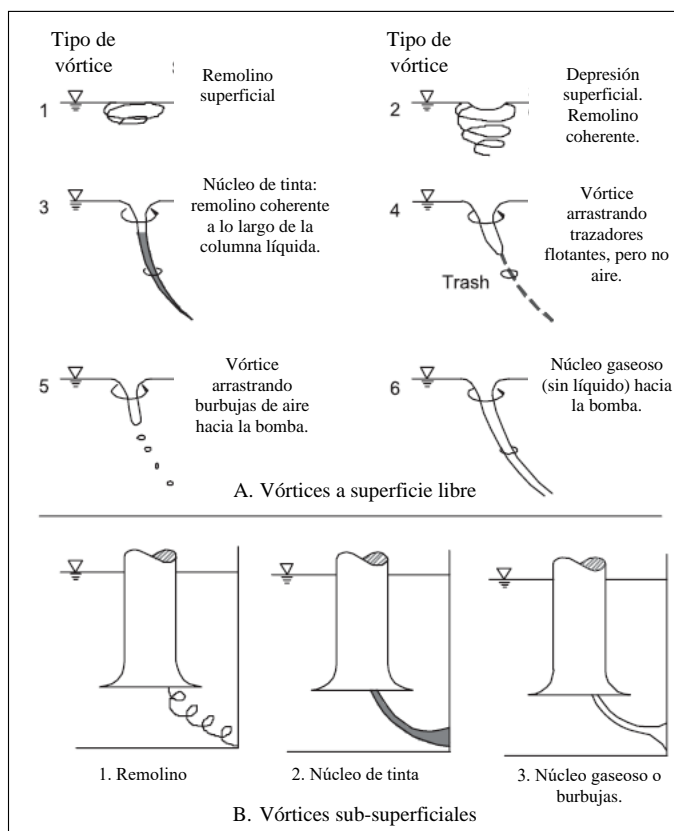
Con el fin de validar el diseño hidráulico de la estación de bombeo, se deben considerar un conjunto de parámetros de admisibilidad relacionados con su comportamiento hidráulico. En tal

sentido, la norma ANSI HI 9.8 – 2012 define parámetros de diseño de la obra civil y restricciones al flujo de modo de asegurar el correcto funcionamiento y durabilidad de las unidades de bombeo.

En aquellas estructuras donde el comportamiento hidráulico se aparta del recomendado por la norma de referencia, las medidas correctivas deben orientarse a subsanar dichas diferencias. Los parámetros y las limitaciones impuestas por norma para asegurar un correcto funcionamiento son los siguientes:

- **Velocidades de aproximación y de ingreso a las bombas:** la velocidad máxima a la entrada de cada dársena no debe exceder 0,5 a 0,6 m/s, debiendo ser despreciables las velocidades en dirección tangencial a las dársenas y sumamente acotadas las asimetrías del campo de velocidades de llegada. Asimismo, las velocidades medias temporales deben estar dentro del 10% de la velocidad media del área de la sección transversal.
- **Pre-rotación:** la norma ANSI HI 9.8 - 2012 fija un límite de 5° como apartamiento máximo admisible (con operación continua), y de no más de 7° si estas desviaciones no se establecen más del 10% del período de funcionamiento.
- **Vorticidad:** es muy importante evaluar la eventual formación de vórtices, ya sean de superficie o bien de pared / fondo (sub-superficiales).

La Figura 4 ilustra la clasificación de vórtices establecida por Nakato (1992) y considerada por la norma ANSI HI9.8 para analizar la aceptabilidad o no de los mismos.



**Figura 4.-** Tipos de vórtices – ANSI HI9.8

La norma ANSI HI9.8 establece que se admite la formación de vórtices siempre que los de superficie resulten menos severos que el tipo 3, mientras que para los vórtices sub-superficiales deben ser menos severos que tipo 2. Estos límites sólo serían admisibles si su permanencia no excede el 10% del tiempo de operación.

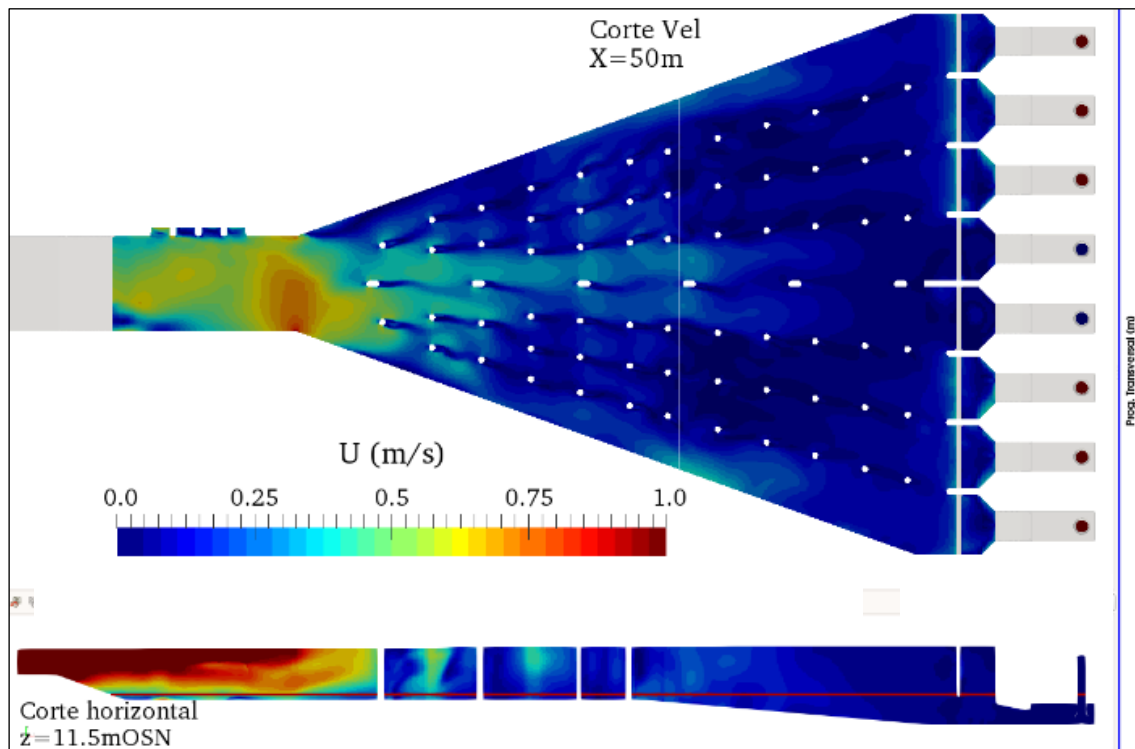


## EVALUACIÓN HIDRÁULICA CON FLUJO DE LLEGADA DESDE DESARENADORES

Bajo las presentes condiciones, el comportamiento hidráulico observado en condiciones normales de operación, para un amplio rango de caudales más allá de los expuestos en este artículo, muestra que a pesar de algunas singularidades derivadas de la asimetría de disposición de obras aguas arriba del inicio de la cámara divergente, se alcanza una distribución de velocidades con baja asimetría antes de ingresar a las dársenas de aducción (Figura 5).

En efecto, la modelación numérica permite observar velocidades mayores en el primer tramo de conducción, aguas arriba de la divergencia, como consecuencia de la menor sección transversal, así como zonas de concentración de velocidades que en superficie alcanzan un máximo de aproximadamente 1 m/s.

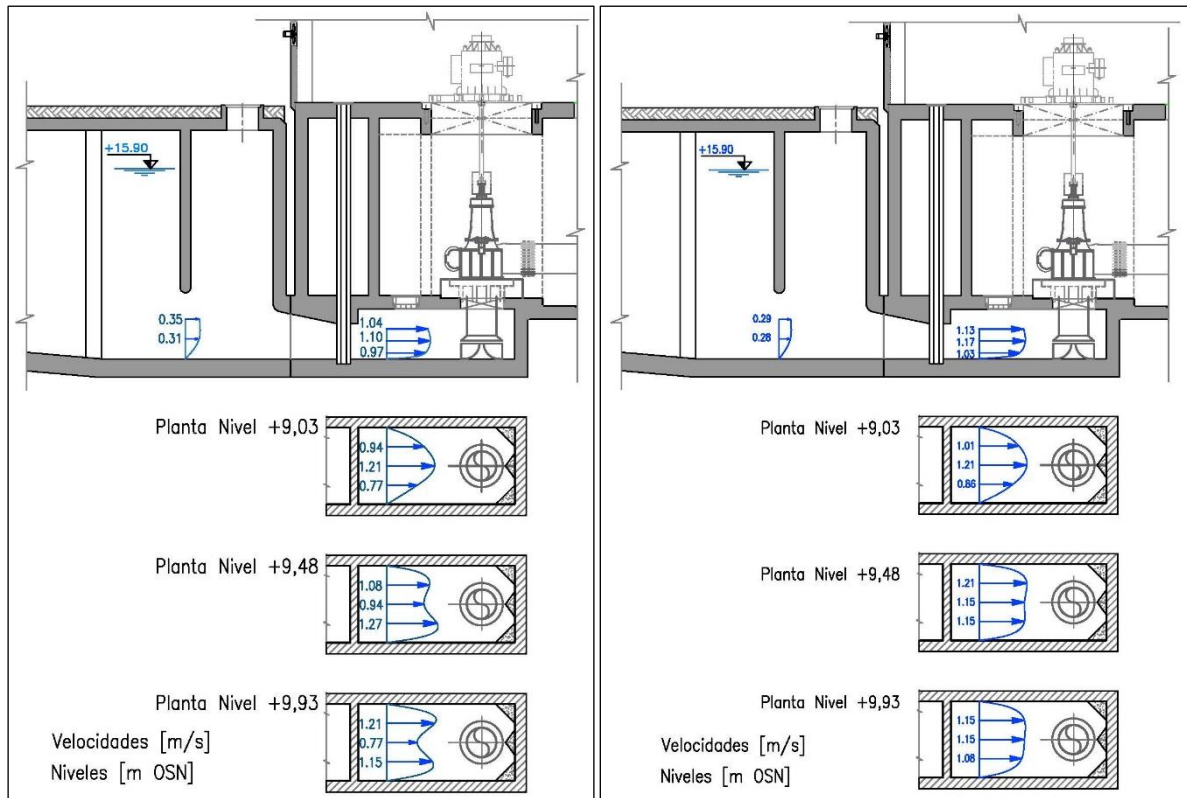
El flujo hacia aguas abajo se caracteriza por una disminución efectiva de la velocidad media como consecuencia de la expansión en planta y la profundización de la cámara. Estas condiciones del escurrimiento a superficie libre expresan un comportamiento del flujo acorde con los requerimientos generales de la estación de bombeo, debiendo analizarse para este escenario y un número adicional de combinaciones de bombas en servicio, cómo resultan las condiciones de aproximación a la succión de cada una de las unidades.



**Figura 5.-** Modelo numérico (FD) -  $Q=27 \text{ m}^3/\text{s}$  (6 bombas operativas)

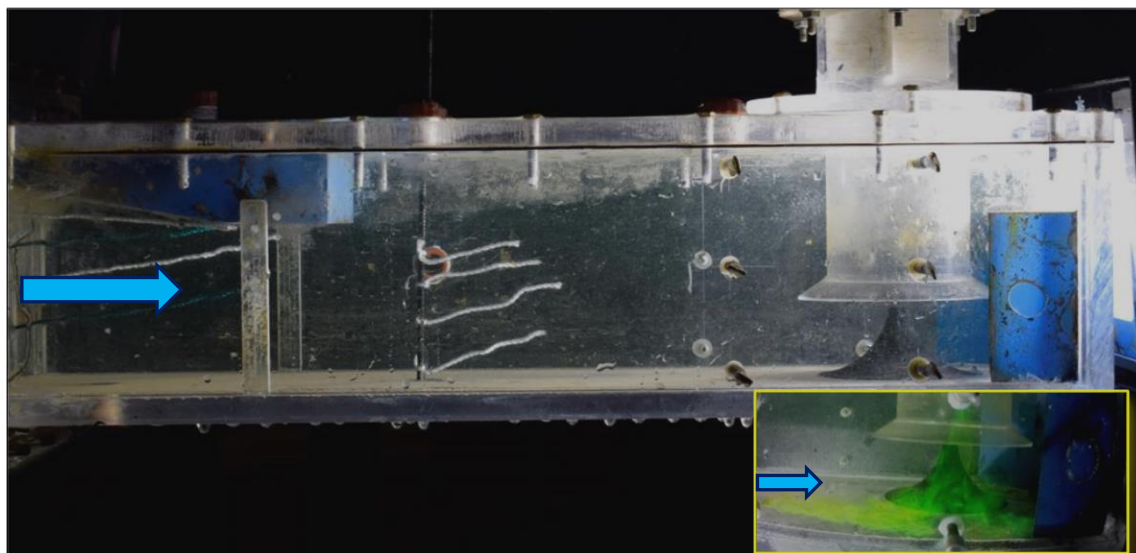
Los resultados generales obtenidos mediante la modelación matemática permiten brindar una factibilidad primaria general al proyecto.

Luego, los estudios sobre modelo físico para las mismas condiciones evaluadas matemáticamente y para una amplia gama adicional de operaciones posibles, desde aquellas con simetría de las bombas en servicio a otras totalmente asimétricas, permite efectivamente establecer la factibilidad final del conjunto y eventualmente plantear las medidas correctivas requeridas. A modo de ejemplo, la Figura 6 permite ver la distribución de velocidades en el entorno cercano a la aducción de las bombas situadas en el extremo izquierdo y derecho de la cámara respectivamente.



**Figura 6.-**  $Q=27 \text{ m}^3/\text{s}$  – Velocidades de ingreso en las cámaras de aspiración: bombas extremas

Por otro lado, la Figura 7 permite apreciar la condición de llegada al flujo en una de las dársenas extremas, apreciándose el ingreso a la campana de succión, así como la disposición de los dispositivos anti-vórtice de pared y de fondo, los que mostraron ser eficientes para su fin específico, además de acotar el grado de pre-rotación del flujo al ingreso a la bomba.



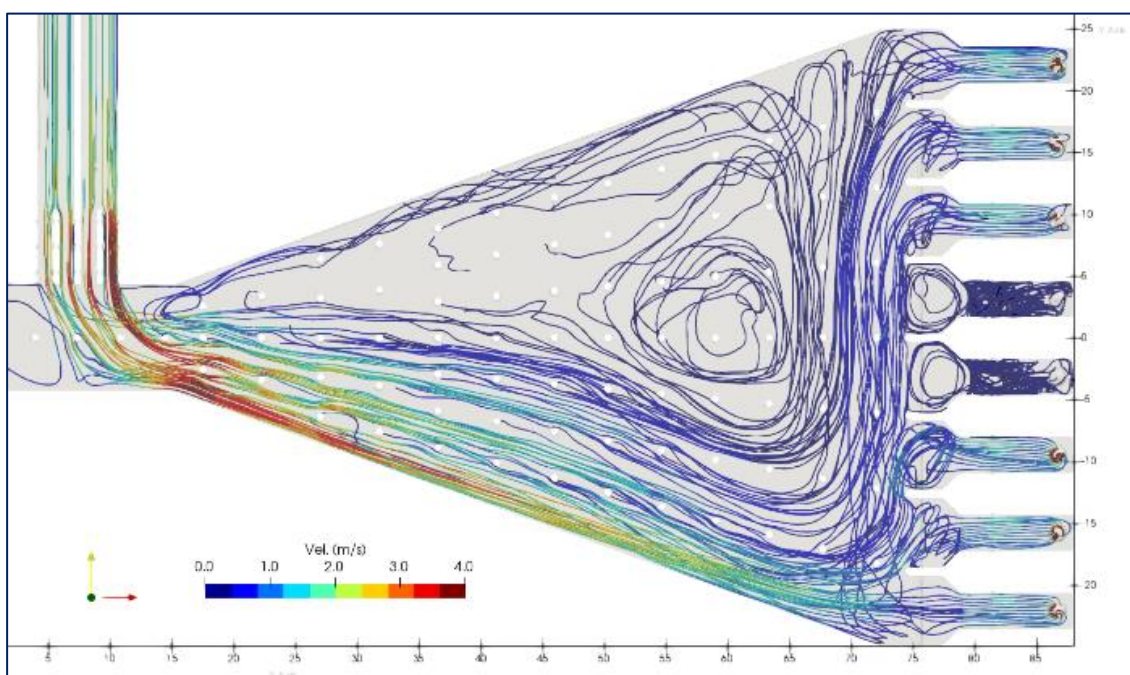
**Figura 7.-** Modelo físico (FD) -  $Q=27 \text{ m}^3/\text{s}$ . Ingreso a cámara de aspiración

El flujo presurizado en las dársenas, precedido de una condición de aproximación a superficie libre, ordena el campo de velocidades de llegada a las bombas, contribuyendo a limitar el nivel de pre-rotación, aún en los casos en donde se presentan condiciones de operación de las unidades de bombeo con asimetría en la disposición de las bombas en servicio.

## FLUJO DE LLEGADA DESDE CANAL BY-PASS

La EBS presenta una condición muy poco probable de operación, vinculada a la salida de servicio de la planta de pre-tratamiento. Si ello ocurre, el flujo es derivado mediante el canal by-pass (FBP) e ingresa perpendicularmente aguas arriba de la sección inicial de la cámara divergente de la EBS. En este contexto, se analizaron condiciones asociadas a caudal máximo y caudal medio.

En la Figura 8 se aprecia el resultado de la modelación numérica con el caudal ingresando por el canal by-pass, apreciándose un flujo asimétrico en la cámara de carga. Esta configuración, con operación simétrica de las bombas en servicio, genera circulaciones de eje vertical en la cámara a superficie libre.

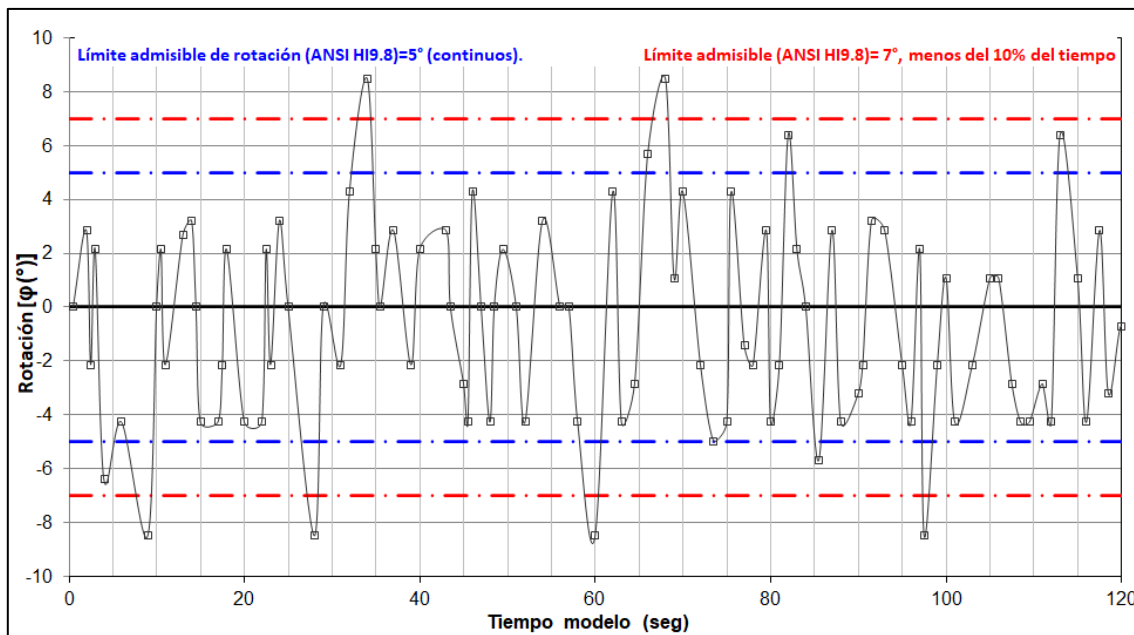


**Figura 8.-** Modelo numérico (FBP)- $Q=27 \text{ m}^3/\text{s}$  (6 bombas operativas)

Un parámetro relevante para analizar la incidencia del flujo es el nivel de pre-rotación en cada bomba, siguiendo las recomendaciones de la norma ANSI/HI9.8 (2012).

En la Figura 9 se aprecia el registro de las pre-rotaciones para una de las bombas, observándose que si bien hay valores extremos mayores a  $5^\circ$ , su permanencia no supera el 10% del tiempo, lo que además es admisible por la condición excepcional de operación (flujo proveniente del canal by-pass).

Asimismo, la evaluación de las condiciones de vorticidad ha mostrado, aún para este escenario operativo, que no se observan vórtices que excedan los límites definidos por la normativa. En efecto, y tal como se aprecia en la Figura 10, la presencia de los dispositivos anti-vórtices de fondo y de pared interrumpe la circulación del flujo de ingreso, limitando el desarrollo de vórtices intensos, evidenciando la necesidad de contar con estos elementos para evitar la presencia de vórtices en las adyacencias del ingreso a cada una de las unidades de bombeo.



**Figura 9.-** Modelo físico (FdBP) -  $Q=27 \text{ m}^3/\text{s}$  – Pre-rotación



**Figura 10.-** Modelo físico (FdBP) -  $Q=27 \text{ m}^3/\text{s}$  – Vórtices débiles en la succión de una bomba

## CONCLUSIONES

Se realizó la modelación física y matemática conjunta, implementando un modelo numérico mediante el software OpenFOAM y un modelo físico con semejanza de Froude a escala 1:15.

La modelación matemática permitió evaluar principalmente el campo de velocidades y niveles líquidos en toda la estructura, lo que permitió validar el diseño conceptual de las obras, posibilitando la ejecución parcial de las mismas.

La modelación física corroboró la eficiencia de la disposición de las bombas en dársenas individuales a presión, situación que conduce a disminuir la asimetría del campo de velocidades y a acotar el grado de pre-rotación del flujo de aducción a las bombas.

Asimismo, la modelación física permitió lograr los ajustes estructurales, en particular en la zona de aproximación cercana a las bombas, extendiéndose el análisis integral a una importante cantidad de condiciones de operación (caudales, número y disposición de bombas en servicio, nivel líquido).

Por último, el uso conjunto de la modelación física y matemática ha logrado brindar resultados muy importantes dentro del período disponible para el proyecto de las obras y su posterior implementación en el prototipo.

## AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan su agradecimiento a AYSA (Agua y Saneamientos Argentinos), a Fisia Italimpianti, Sucursal Argentina - Acciona Agua, Sucursal Argentina, y al personal técnico del Laboratorio de Hidráulica del Instituto Nacional del Agua.

## REFERENCIAS

- ANSI/HI 9.8.** (2012) American National Standard for Pump Intake Design. *Hydraulic Institute*, Parsippany, New Jersey.
- Guo, Z.W.; Chen F.; Wu, P. F., and Qian, Z. D.** (2017) Three-Dimensional Simulation of Air Entrainment in a Sump Pump, *J. Hydraulic Eng.*, 2017, 143(9).
- Nakato, T., and Yoon** (1992), B., "A Model Study of the Proposed St. Louis County Water Company's Water Intake near River Mile 37 on the Missouri River." Report 187, *Iowa Institute of Hydraulic Research*, 1992.
- Schafhitzel T.** (2008). Topology-Preserving  $\lambda_2$  -based Vortex Core Line Detection for Flow Visualization.
- Škerlavaj, A. Škerget, L. Ravnik, J and Lipej, A.** (2011). Choice of a Turbulence Model for Pump Intakes. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part A: *Journal of Power and Energy*, 225(6), 764–778.

## OBRAS DE PROTECCIÓN FLUVIAL CON CORTINA DE PILOTES Y GEOESTRUCTURAS EN CABUYARO, COLOMBIA

Danny Orlando Naranjo Lasso

Universidad Distrital Francisco José de Caldas, Colombia  
E-mail: donaranjol@udistrital.edu.co

### RESUMEN:

El Río Meta uno de los grandes afluentes del río Orinoco, tiene una longitud de 1.200 kilómetros, de los cuales 900 kilómetros son navegables desde Puerto López pasando por Cabuyaro localizado a 40 kilómetros de esta población, en los últimos años ha sufrido de fuertes procesos de erosión que amenaza la infraestructura construida en su malecón conformada por un parque lineal, muelle de carga, muelle de pasajeros y muelle ganadero.

En este trabajo se presenta una alternativa de solución novedosa ambiental de la problemática de erosión a partir de una fusión de cortina de pilotes con geoestructuras, una tipología de obras conformadas por una cortina de pilotes metálicos de  $\varnothing 12''$  con 6.35 mm de espesor y una longitud de 20 m., a tres bolillos con una separación de 1.07 m. debidamente amarrados con una viga cabezal en concreto de 1.0 m. x 0.70 m. y anclajes al talud con dos torones de  $\varnothing 5/8''$  separados cada 1.07 m con una longitud mínima de 18.65 m., una estructura interior vertical conformada por Flotanks llenos de rocas y relleno del espacio entre el talud y la estructura con Jumbo bags de 0,95 m. x 0,95 m. x 1,15 m. y bolsarenas de 0,7 m. x 0,45 m. x 0,12 m. y así mismo en la pata del mismo un manto antisocavación conformado por geoesteras; en su diseño se consideraron caudales característicos, fluctuación de niveles, magnitud de velocidades, esfuerzos cortantes, procesos geomorfológicos y características geotécnicas del material del talud.

### ABSTRACT:

The Meta River, one of the great tributaries of the Orinoco River, has a length of 1,200 kilometers, of which 900 kilometers are navigable from Puerto López through Cabuyaro located 40 kilometers from this town, in recent years it has suffered from strong erosion processes that threaten the infrastructure built on its boardwalk made up of a linear park, loading dock, passenger dock and cattle dock.

This paper presents an alternative of novel environmental solution of the problem of erosion from a fusion of curtain of piles with geostructures, a typology of works formed by a curtain of metal piles of  $\varnothing 12''$  with 6.35 mm thickness and a length of 20 m., to three bolillos with a separation of 1.07 m. duly tied with a concrete beam of 1.0 m. x 0.70 m. and anchors to the slope with two torons of  $\varnothing 5/8''$  separated every 1.07 m. with a minimum length of 18.65 m., a vertical interior structure formed by Flotanks full of rocks and filling of the space between the slope and the structure with Jumbo bags of 0.95 m. x 0.95 m. x 1.15 m. and bags of 0.7 m. x 0.45 m. x 0.12 m. and likewise on the leg of the same an anti-undermining mantle made up of geoesteras; in its design, characteristic flows, fluctuation of levels, magnitude of velocities, shear forces, geomorphological processes and geotechnical characteristics of the slope material were considered.

**PALABRAS CLAVES:** pilotes; geoestructuras; Flotanks; anclajes.

## INTRODUCCIÓN

Una gran cantidad de municipios colombianos se han fundado a orillas de los ríos considerando su comunicación fluvial a través de cientos de kilómetros navegables en los ríos: Magdalena, Cauca, Atrato, San Juan, Baudó, Guaviare, Putumayo, Meta, Arauca, Orinoco, etc., donde además se presentan procesos erosivos en sus curvas exteriores que han generado taludes verticales con presencia de cárcavas que amenazan la infraestructura instalada en sus orillas.

Es importante destacar la relevancia de los municipios ribereños en Colombia, es así como la ribera del río Magdalena, principal arteria del país, concentra 125 municipios que corresponde a un total de 6.381.243 habitantes, lo cual equivale a un 13% de la población nacional, igualmente en el río Meta se localizan 28 poblaciones hasta su desembocadura en Puerto Carreño con gran importancia para el comercio de los llanos entre Colombia y Venezuela.



**Figura 1.-** Panorámica de Cabuyaro en la Orilla del Rio Meta

Considerando el carácter erosivo del agua, su capacidad de remover y transportar sedimentos en el río y su sistema de drenaje, es importante realizar todos los estudios necesarios conducentes a proponer las mejores soluciones que permitan resolver esta problemática en el municipio de Cabuyaro.

Con el fin de controlar estos procesos de erosión se han construido obras de protección en el sector del muelle ganadero, geomembranas al pie de los corrales que fallaron, los fuertes procesos de erosión y socavación siguen activos debajo de este muelle construido sobre pilotes, se puede observar remoción de orilla que se extiende por debajo de la plataforma de concreto hasta el final de la misma, en cercanías del puente de acceso a esta estructura, así mismo se presenta un amplio tramo de la orilla sin ningún tipo de protección y especialmente frente al parque lineal, aguas arriba del muelle de carga, sector que requiere ser protegido ya que pone en riesgo toda la infraestructura portuaria construida.

En este trabajo se presentan los estudios realizados, la estructura de protección diseñada y así mismo el avance constructivo de estas obras que se está ejecutando.

## ESTUDIO GEOTÉCNICO

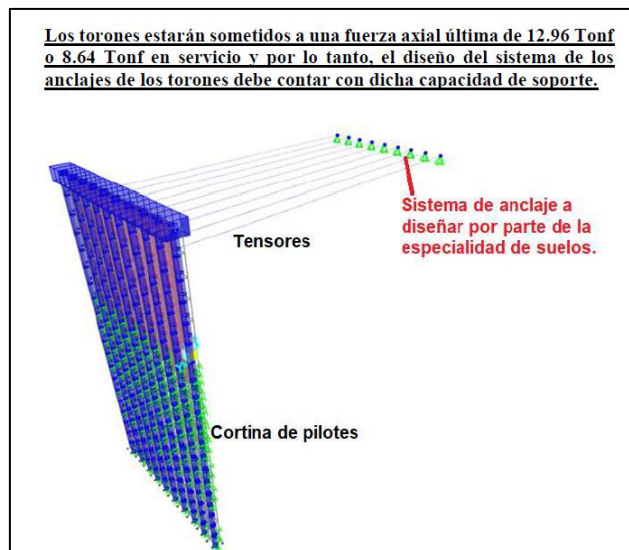
Para conocer el perfil estratigráfico, las propiedades geomecánicas de las capas de suelo, la posición y características del nivel freático, se realizaron dos (2) perforaciones mediante el sistema de penetración estándar SPT obteniendo de esta manera el registro del número de golpes por pie de penetración y la toma de muestras para ensayos a nivel de laboratorio: PM1- a una profundidad de 25,5 m., encontrándose en los estratos superiores arcillas habana y rojiza hasta la profundidad de 3,3 m, arenas de grano medio hasta los 8,9 m., una lente de arcilla hasta los 9,8 m. y posteriormente arenas gravosas hasta la profundidad de 25,5 m. y PM2- a una profundidad de 20,0 m., encontrándose en los estratos superiores arcillas habana y rojiza hasta la profundidad de 2,8 m, arenas de grano medio hasta los 9,0 m., una lente de arcilla hasta los 10,8 m. y posteriormente arenas gravosas hasta la profundidad de 20,0 m., la primera perforación se realizó en el sector inicial del tramo de estudio y la otra en el sector final del tramo. Considerando la profundidad adecuada de perforación, se pudo obtener un perfil estratigráfico bastante completo tanto de la composición de la terraza como del lecho del río en este sector.

REGISTRO DE PERFORACION												
PROYECTO		CONSTRUCCIÓN DE OBRAS DE PROTECCION EN EL MUELLE DE CABUYARO META										
SECTOR		MUELLE CABUYARO	MUNICIPIO	CABUYARO META								
PROFUNDIDAD (m)		25,50m		COORDENADAS								
FECHA DE INICIO		13/08/2021		ESTE		1142466,767						
FECHA DE TERMINACION		13/08/2021		NORTE		965332,846						
NIVEL FREATICO		3,85 m		COTA		msnm						
PERFORADOR			JUAN RINCON			TIPO DE PERFORACION		MECANICA		PM-1		
Prof (m)	NF	N. MUESTRA	Muestra	Columna Estratigrafica		Penetracion Estandar. SPT No Golpes				N campo	REGISTRO FOTOGRAFICO	
						15	30	45	60			75
0,0-1,50		1	NQ		Arquilla habana con vetas de oxidación							
1,50-2,40		2	SPT		Arquilla rojiza con vetas de oxidación	6	7	10			17	
2,40-3,30		3	SPT			7	7	8			15	
3,30-4,0												
4,0-4,90		4	SPT			7	10	12			22	
4,90-5,80		5	SPT			7	8	8			16	
5,80-6,70		6	SPT		Arena de grano medio color rojizo	9	11	14			25	
6,70-7,60		7	SPT			14	15	16			31	
7,60-8,0												
8,0-8,90		8	SPT			12	15	17			32	

**Figura 2.-** Registro de Perforación

Así mismo se realizó el diseño de los anclajes que estableció una longitud mínima de empotramiento en el talud de 18.0 m. y 2 torones de 5/8” de acero ASTM A416 grado 270.





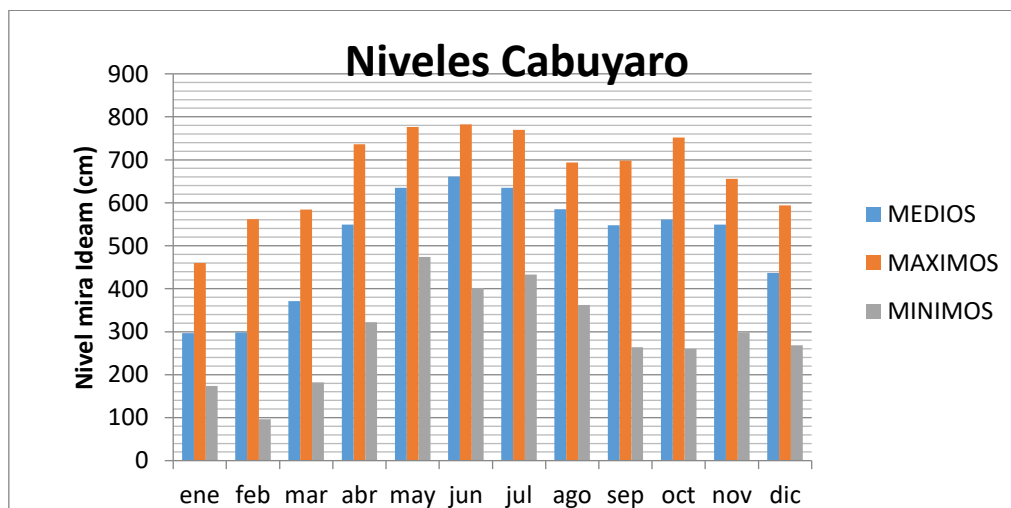
**Figura 3.-** Diseño de Torones

## ESTUDIO HIDROLÓGICO

Se estimaron los caudales máximos y niveles esperados a diferentes periodos de retorno que se presentan a continuación.

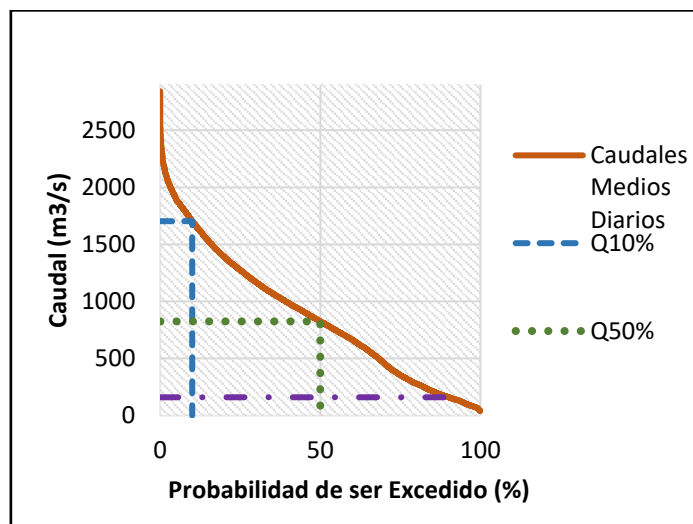
**Tabla 1.-** Caudales y Niveles Máximos Estación Cabuyaro (m<sup>3</sup>/s)

Período de retorno, Tr (años)	Caudales Máximos	Nivel m.s.n.m	Lectura de mira en m
2,33	2392,05	161,84	7,09
5	2549,39	162,11	7,35
10	2641,42	162,26	7,51
20	2711,15	162,37	7,62
25	2730,51	162,41	7,65
50	2783,75	162,49	7,74
100	2829,07	162,57	7,81



**Figura 4.-**Niveles Cabuyaro

Se determinó la Curva de Duración de Caudales con los caudales medios diarios de la Estación Cabuyaro (Sánchez San Román, 2013) para las series históricas comprendida entre 1976-2015.



**Figura 5.-** Curva de Duración de Caudales

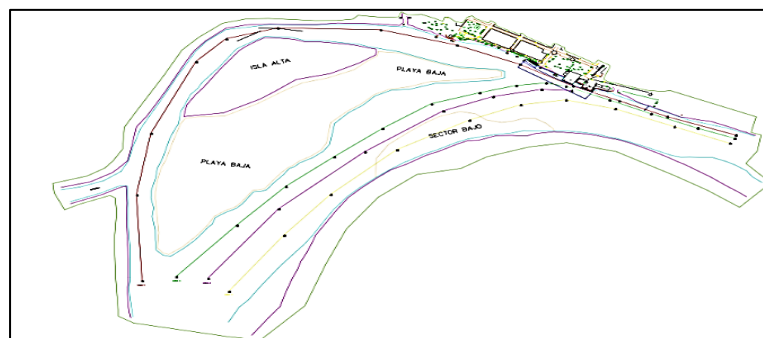
## ESTUDIO HIDRÁULICO

En el estudio consultado “Diagnóstico para definir las obras de estabilización de orilla en el río Meta a la altura del muelle localizado en el municipio de Cabuyaro-Departamento de Meta”, se realizó el cálculo del perfil de agua en la zona de la corriente con el programa HEC-RAS versión 4.2 obteniendo

**Tabla 2.-** Resultados Modelación Hidráulica Caudales Máximos

Variable	Q <sub>2.33</sub>	Q <sub>5</sub>	Q <sub>10</sub>	Q <sub>20</sub>	Q <sub>25</sub>	Q <sub>50</sub>	Q <sub>100</sub>
Profundidad lámina de agua (m)	141.49	141.66	141.75	141.87	141.88	141.94	141.99
Nivel lámina de agua (msnm)	9.99	10.16	10.25	10.37	10.38	10.44	10.49
Velocidad media (m/s)	3.16	3.25	3.30	3.25	3.26	3.28	3.30

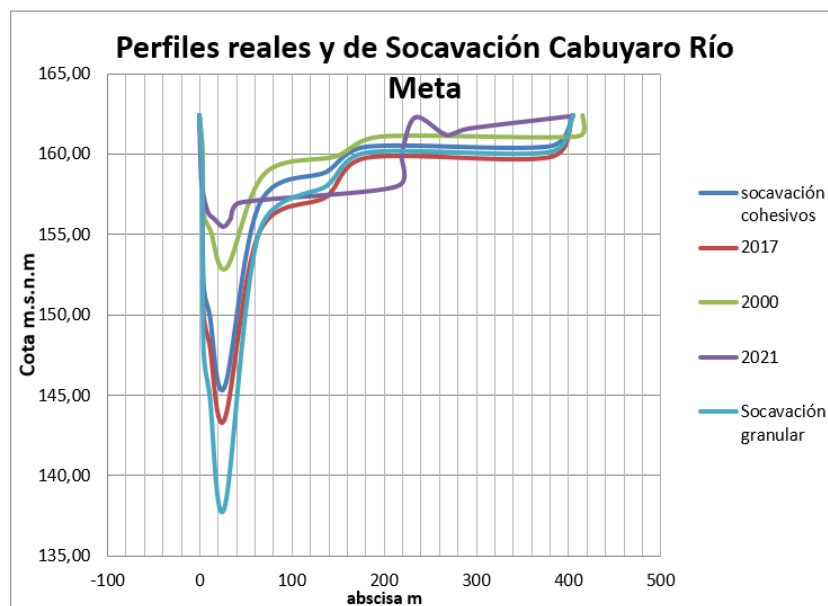
Durante los trabajos de campo del 2021 se realizaron 4 mediciones de líneas de corriente en una longitud de 2 km, en el sector de los muelles y zonas críticas, la velocidad superficial medida fue de 0.90 metros por segundo y se observó fuerte incidencia sobre el talud que se va a proteger,



**Figura 6.-** Líneas de Corriente

## ESTUDIO DE EROSIÓN Y SOCAVACIÓN

En el estudio consultado “Rediseños de Obras de Protección en el Muelle de Cabuyaro Meta”, se realizó el cálculo de la socavación general, tanto en suelos cohesivos, como en granulares, los cuales se resumen en la siguiente figura, donde se compara estas socavaciones generales con las mediciones realizadas en los años 2000, 2017 y 2021.



**Figura 7.-** Perfiles de Socavación en Varios Años

La socavación en suelos cohesivos es inferior a la presentada en el 2017 y superior en suelos granulares a la de este mismo año, la dinámica fluvial establece la existencia de un control litológico del cuaternario que aunque su dureza es media, sus materiales tienen efecto cementante, que impiden la erosión rápida de la margen izquierda del Río.

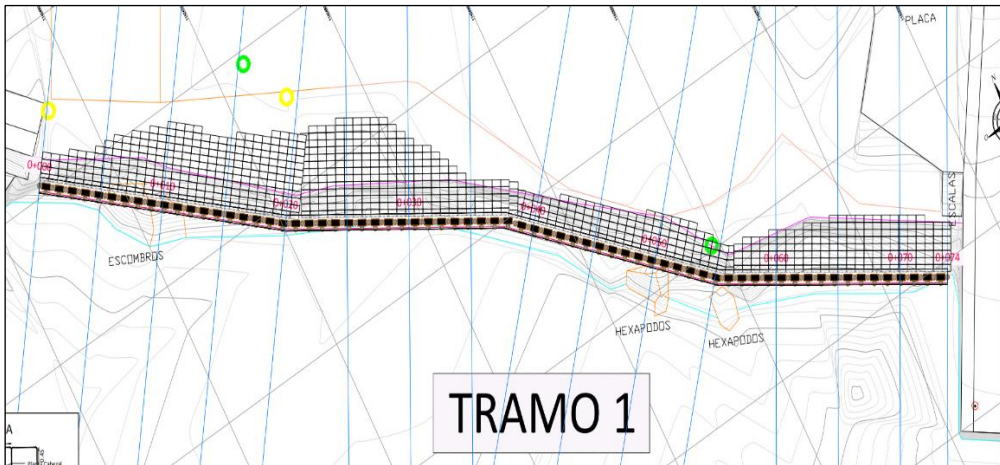
El canal de diseño obtenido tiene las siguientes características: Nivel máximo referido a Cabuyaro 162,39. msnm, caudal 3.027 m<sup>3</sup>/s, profundidad media 6,11 m, ancho 405 m., velocidad media 1,22 m/s, velocidad puntual máxima 2,9 m/s, cota de socavación 143,5 msnm.

## OBRAS DE PROTECCIÓN

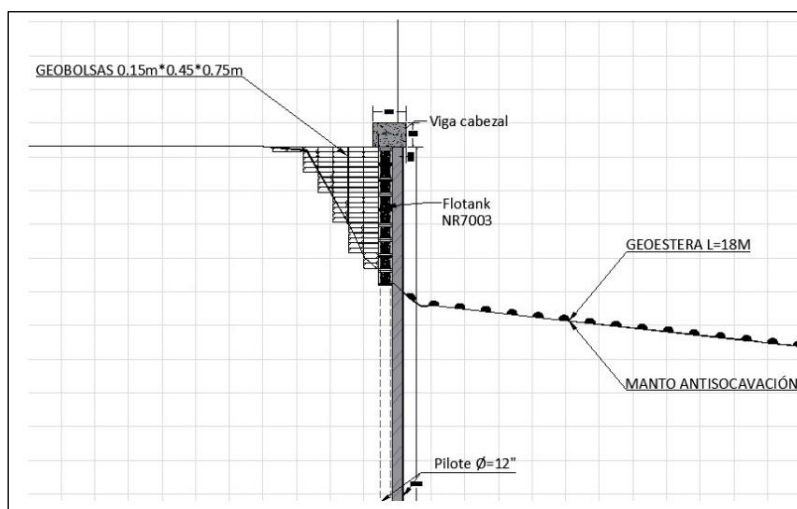
Con el fin de proteger la orilla afectada se definió un sistema estructural de pantallas conformadas por dos filas de pilotes metálicos de Ø12”x 6.35mm. a tres bolillos, hincados a una profundidad de 20 m., unidos por una viga cabezal de 1.0m x 0.70m, con cajas de polipropileno reciclado con dimensiones de 408 mm x 685 mm x 450 mm denominadas Flotank en su interior y geobolsas de relleno sobre el talud, este sistema se soporta horizontalmente por tensores colocados en la parte alta de los pilotes mediante torones de  $f_y = 1690$  MPa dentro del relleno para evitar volcamiento y geoestera sobre el lecho del cauce para evitar socavación.



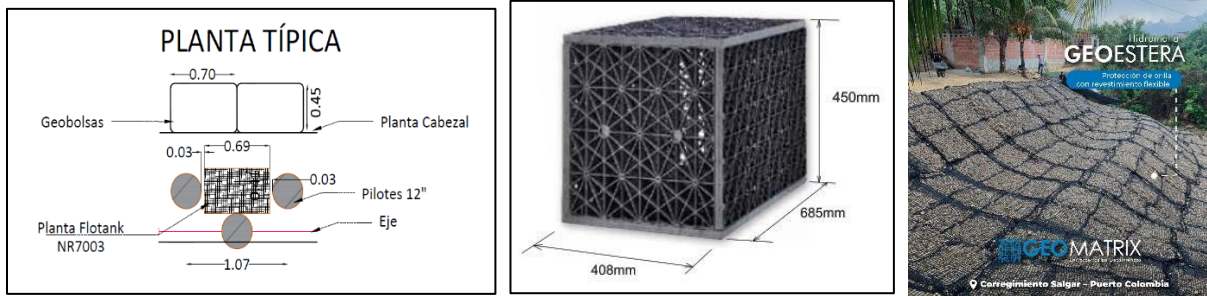
**Figura 8.-** Sector de Obras de Protección



**Figura 9.-** Planta de Obras de Protección



**Figura 10.-** Sección Transversal de Obras de Protección



**Figura 11.-** Planta Típica y Detalle de Flotank y Geostera



**Figura 12.-** Vista de las Obras de Protección en Construcción



**Figura 13.-** Vista de la Cortina de Pilotes y Flotanks en Etapa Constructiva



**Figura 14.-** Vista de la Conformación y Colocación de la Geostera



**Figura 15.-** Vista de la Estructura con Flotanks y Relleno en Geobolsas.



**Figura 16.-** Vista de los Anclajes en el Talud de la Orilla

## CONCLUSIONES

Este sistema de obras de protección marginal considera una innovación estructural fusionando una cortina de pilotes metálicos con elementos geosintéticos: flotank, geobolsas y geoesteras, utilizando adicionalmente torones de anclaje, lo cual garantiza una estructura adecuada para soportar los procesos erosivos de esta orilla.

Esta solución puede ser implementada en diferentes proyectos de control de erosión considerando que la construcción de tablestacas metálicas si bien protege a las poblaciones ribereñas es demasiado costosa frente a esta alternativa y además es una estructura rígida que no es compatible con el paisaje que tiene un entorno ambiental.

Este tipo de soluciones garantizan la resistencia de la orilla a grandes fuerzas tractivas que puedan presentarse, propiciando además procesos de sedimentación sobre el sector de relleno conformado con geobolsas, el cual es muy estable al paso de crecientes en el río.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

**Consortio Muelle Cabuyaro M&M.** (2021). “Rediseños de Obras de Protección en el Muelle de Cabuyaro Meta”

**Stapper, J.L.** (2020). “Diagnóstico para definir las obras de estabilización de orilla en el rio Meta a la altura del muelle localizado en el municipio de Cabuyaro-Departamento de Meta”

**Departamento de Ingeniería de Geosistemas PAVCO** (2009). Manual de Diseño Geosintéticos.

## PRIORIZAÇÃO DE INVESTIMENTOS PARA MANUTENÇÃO EM ESTAÇÕES DE BOMBEAMENTO DE ÁGUA

Eduardo Felício Barbosa<sup>1</sup>; Berthyer Peixoto Lima<sup>2</sup>; José Almir Cirilo<sup>3</sup>

<sup>1</sup>Mestrando Profissional em Gestão e Regulação de Recursos Hídricos (Prof.Água), eduardo.barbosa@cogerh.com.br

<sup>2</sup>COGERH – Doutor em Engenharia Agrícola – Gerente de Manutenção, berthter.peixoto@cogerh.com.br

<sup>3</sup>Professor Doutor da Universidade Federal de Pernambuco (Centro Acadêmico do Agreste), Caruaru/PE, almir.cirilo@gmail.com

### RESUMO

A sólida política de gestão de água do estado do Ceará, bem como a segurança hídrica para os seus múltiplos usuários passa inevitavelmente pela garantia da operacionalidade das suas infraestruturas hídricas em especial as estações elevatórias de água bruta. Percebe-se que tão importante quanto o investimento para construção de infraestruturas hídricas também é a manutenção dessas estruturas. Nesse sentido o trabalho buscou apresentar uma metodologia que pudesse definir uma hierarquização na prioridade de investimentos para aplicação de recursos financeiros de manutenção em estações de bombeamento. A base de dados para a metodologia apresentada foram as fichas de inspeções formais, denominadas de checklist. Ao final a metodologia conseguiu de forma precisa hierarquizar as estações de bombeamento diante de sua importância estratégica e do parâmetro vulnerabilidade, para dessa forma obter a prioridade de investimentos em manutenção.

**PALAVRAS-CHAVE:** Estação de Bombeamento, Manutenção, Inspeções, Prioridade de Investimentos.

### ABSTRACT

The solid water management policy of the state of Ceará, as well as water security for its multiple users, inevitably passes for guaranteeing the operability of its water infrastructures, in particular raw water pumping stations. It is noticed that as important as the investment for the construction of water infrastructures is the maintenance of these infrastructures. In this sense, the work sought to present a methodology that could define a hierarchy in the priority of investments for the application of financial resources for maintenance in pumping stations. The database for the methodology presented was the formal inspection sheets, called checklist. In the end, the methodology was able to precisely rank the pumping stations in view of their strategic importance and vulnerability parameter, in order to obtain priority for investments in maintenance.

**KEYWORDS:** Pumping Station, Maintenance, Inspections, Investment Priority.

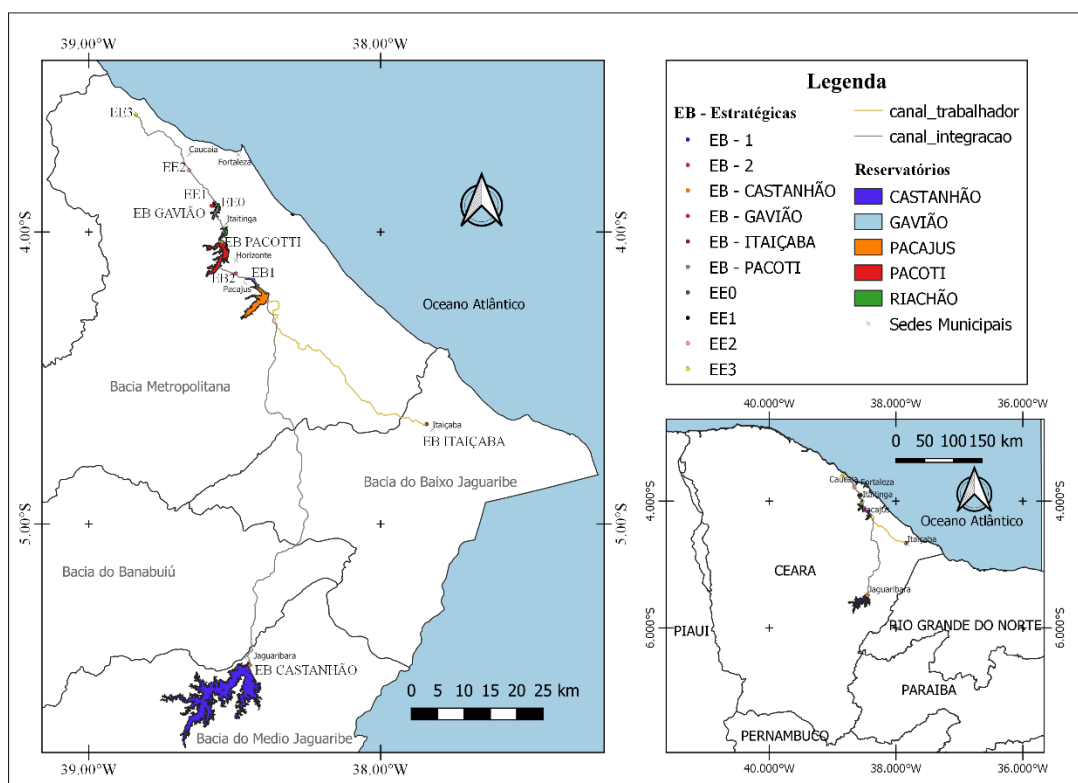
## INTRODUÇÃO

A água é um recurso natural finito e essencial à vida, sendo um fator de produção no desenvolvimento econômico e social. Segundo o Relatório Mundial das Nações Unidas sobre Desenvolvimento dos Recursos Hídricos a demanda mundial por água tem aumentado a uma taxa de aproximadamente 1% ao ano devido ao crescimento populacional, ao desenvolvimento econômico e às mudanças nos padrões de consumo (Organização das Nações Unidas para a Educação, a Ciência e a Cultura, 2018). Assim, é dever público garantir o abastecimento para os múltiplos usos em quantidade e qualidade de forma eficiente a partir de suas infraestruturas hídricas.

O estado do Ceará implementou uma arrojada e eficiente gestão dos recursos hídricos, lançando mão de medidas não estruturais, tal como a participação da sociedade civil organizada como ente da gestão, e medidas estruturantes, destacando aqui a construção, a expansão e as melhorias das suas infraestruturas hídricas, garantindo a segurança do fornecimento de água para os múltiplos usos, em especial o abastecimento humano. O custo para implementar uma estrutura hídrica, quer seja, um canal de adução, uma adutora de água bruta ou uma estação elevatória, não é maior nem mais importante do que o custo de manutenção das mesmas, pois é através de processo eficaz de manutenção que se pode garantir a operacionalidade daquelas estruturas, de forma que se mantenham suas funções junto aos seus múltiplos usuários.

Falar em segurança hídrica é falar na garantia operacional de suas diversas infraestruturas hídricas, e aqui destaca-se as estações elevatórias. A COGERH tem hoje 55 estações de bombeamento em todo o estado, no entanto, algumas guardam um papel fundamental na garantia da segurança hídrica do próprio estado do Ceará, merecendo destacar as seguintes estações elevatórias: EB-Castanhão, EB Pacoti, EB Itaiçaba, EB1, EB2, EB-Gavião, EE0, EE1, EE2 e EE3, conforme mapa de localização da figura 1.

**Figura 1.** – Estações de Bombeamento Estratégicas.



Fonte: elaborada pelos autores.



A grande dificuldade do gestor público é gastar certo e de modo otimizado, principalmente quando se quer manter um exitoso processo de manutenção, quer seja, corretiva ou preventiva. Aqui a tomada de decisão em alocar poucos recursos financeiros diante de uma grande diversidade de estruturas hídricas é um desafio a ser vencido. Portanto, o objetivo deste trabalho é disponibilizar uma ferramenta ou um instrumento metodológico que possa auxiliar numa precisa tomada de decisão a gerar resultados satisfatórios para uma segurança operacional, norteado por diagnósticos, classificação de anomalias e numa classificação de importância por estrutura hídrica.

## REFERENCIAL TEÓRICO

Em consonância com a Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT, NBR- 5462 (2004), define-se manutenção como a “Combinação de todas as ações técnicas e administrativas, incluindo as de supervisão, destinada a manter ou recolocar um item em um estado no qual possa desenvolver uma função requerida”. Atualmente, o conceito de manutenção em si foi estendido, como resultado, surgiram alguns tipos de manutenção dentre as quais podemos citar a manutenção corretiva, a manutenção preventiva e a manutenção preditiva, definidas a seguir:

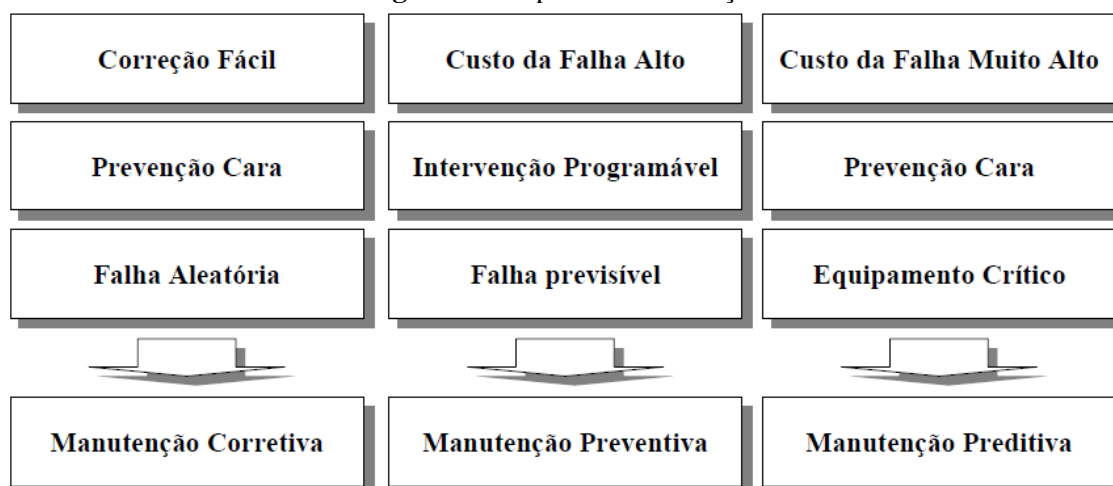
- **Manutenção Corretiva:** Segundo a NBR 5462 (2004), trata-se da “manutenção efetuada após a ocorrência de uma pane destinada a recolocar um item em condições de executar uma função requerida”. É o tipo mais comum de manutenção, envolve todas as ações de manutenção não planejadas e executadas após uma falha do sistema. De acordo com SLACK et al. (2002), é conhecida como “*Run To Failure*” (RTF), ou seja, operar até quebrar. Nesse contexto, por ter uma filosofia reativa, apesar de simples, apresenta custos elevados associados a: estoque de peças sobressalentes, trabalho extra, custo de ociosidade de máquina e baixa disponibilidade de produção. E os custos tendem a aumentar ainda mais caso o tempo de reação se prolongue, seja por falha da equipe de manutenção, seja por falta de peça de reposição (MOBLEY, 2002).
- **Manutenção Preventiva:** Consiste em um programa de inspeções periódicas nos elementos, como o nome sugere é uma manutenção que tem como objetivo prevenir a falha do equipamento durante a operação de forma a atuar nas causas geradoras das falhas. A determinação do tempo correto de parar a manutenção é de grande importância já que a realização de manutenções desnecessárias ou realizado muito antes do necessário, podem comprometer e/ou encarecer a produção desperdiçando peças e trabalho (COSTA, 2013).
- **Manutenção Preditiva:** Ação de manutenção onde se procura realizar o acompanhamento de variáveis e parâmetros de desempenho de máquinas e equipamentos, visando definir o instante ótimo da intervenção (OTANI & MACHADO, 2008). Baseia-se em prevenir falhas através do monitoramento de parâmetros ou variáveis que indique a condição do equipamento. Quando se opta por fazer a intervenção, descoberta através de manutenção preditiva, realizar-se-á uma manutenção corretiva planejada, já que a falha foi previamente encontrada.

A manutenção preventiva é indicada nos casos em que o custo da falha é alto, devido, por exemplo, às paralisações do abastecimento. E quando a falha não é totalmente aleatória, de modo que o momento da intervenção pode ser programado antes que a falha se torne muito provável.

SLACK et al. (1999) argumentam que cada prática de manutenção é adequada para diferentes situações, como está exibido na Figura 2. A manutenção corretiva, por exemplo, é usada normalmente em três circunstâncias:

- 1) Quando o reparo é fácil, logo a consequência da falha é pequena;
- 2) Quando a manutenção preventiva é muito cara; e
- 3) Quando a falha não é previsível de nenhuma forma.

**Figura 2.** – Tipos de Manutenção.



Fonte: Adaptado de SLACK et al. (1999)

Estações de bombeamento, assim como demais estruturas, o envelhecimento é considerado um processo natural, exigindo assim uma manutenção periódica. Esse controle de manutenção assume grande importância durante a fase de utilização em infraestruturas hídricas, uma vez que permite prolongar a vida útil técnica dessas infraestruturas, de forma que os níveis de risco sejam aceitáveis e com custos que não extrapolem o valor patrimonial. Além disso a implementação de uma manutenção planejada é de grande relevância para um planejamento mais eficiente, a um custo menor, com menores impactos para operação e aumento da durabilidade dos equipamentos (Viana, 2002; Branco Filho, 2008).

Uma metodologia para fazer uma análise da condição de estações de bombeamento são as avaliações indireta da condição de operacionalidade dessas infraestruturas. A avaliação da condição pode ser definida como “um processo de medição da condição física dos elementos do sistema usando critérios objetivos e subjetivos. O processo deve considerar a segurança e integridade estrutural, capacidade, qualidade dos serviços, função dentro do sistema, idade etc.” (Rahman e Zayed, 2009).

Uma ferramenta de gestão eficiente que auxilia a substituição de uma manutenção corretiva para uma manutenção preventiva é uso de fichas de avaliação ou fichas de inspeção ou checklists. A lei 12.334, de 20 de setembro de 2010 estabelece no seu artigo oitavo que manuais de procedimentos dos roteiros de inspeções de segurança e de monitoramento e relatórios de segurança de barragens compreendem como informação essencial para um plano de segurança de barragens. Esses roteiros de inspeções devem ser elaborados e aplicados para as diversas infraestruturas hídricas tais como estações de bombeamento com a finalidade de abranger riscos e incertezas para o mecanismo de alocação de água.

A inspeção é uma observação abrangente dos elementos físicos e visíveis de infraestruturas. O seu objetivo é uma avaliação de segurança é determinar as condições relativas à segurança estrutural e operacional. A avaliação deve identificar os problemas e recomendar tanto os reparos corretivos, restrições operacionais e/ou modificações quanto às análises e os estudos para determinar as soluções para os problemas (Fontenelle, 2008).

Segundo Fontenelle 2008, de acordo com o número de anomalias observadas nas inspeções é necessário que seja estabelecida uma sistemática para priorização e descentralização das ações de manutenção. São verificadas as condições relativas à segurança estrutural e operacional da infraestrutura e assim são apontados os estudos para determinar as soluções e os reparos corretivos.

Outra questão relevante é definir a importância estratégica de uma estação elevatória comparado à outra estação de bombeamento, visto que os recursos são escassos e é necessário a definição não só das vulnerabilidades através das inspeções, mas também do quão relevante é uma estação elevatória.

Uma metodologia que ajuda nesse processo de avaliação de importância estratégica são os métodos multicritérios, dentre eles o de Saaty (1977). O objetivo da aplicação de questionários com o modelo de Saaty é obter a opinião de especialistas na área para comparações par a par.

Várias são os modelos de questionários podendo ser eles aplicados em grupos ou de forma individual. Os aplicados de forma individual são recomendados quando se tenta reduzir situações de dominância no grupo de entrevistados exercidas por um ou mais membros ou divergências na opinião pessoal de cada membro, já que a técnica é aplicada em ambiente no qual os integrantes estão separados. A desvantagem desse modo de aplicação consiste em não se beneficiar com as opiniões oferecidas pela conversação (LU et al, 2007).

Esse problema de priorização de ações de manutenção é um problema típico de tomada de decisão. Os elevados custos envolvidos em manutenção e a limitação de recursos financeiros fazem com que seja preciso estabelecer prioridades dentro de uma lista de infraestruturas. Assim para resolver esse problema de hierarquia de investimentos os modelos multicritérios são ferramentas que podem ser utilizadas para apoio ao processo de decisão.

## METODOLOGIA

A metodologia desse trabalho foi alicerçada a partir da bem sucedida experiência iniciada no ano 2000 na aplicação de fichas de inspeção ou checklist voltadas para a segurança de barragem pela Companhia de Gestão dos Recursos Hídricos (COGERH) (BERTHYER et al., 2016). A partir desta metodologia a COGERH também implementou fichas de inspeção para estações de bombeamento que são aplicadas de forma trimestral, de acordo com o modelo em QR Code para a Estação Elevatória EE2 (figura 3).

**Figura 3.** - Checklist – Estação Elevatória EE2



Fonte: elaborada pelos autores.

MENESCAL et al. (2001), para definir a tomada de decisão quanto à alocação do aporte financeiro para as diversas barragens, desenvolveram um instrumento que classifica o Nível de Prioridade de Intervenção (NPI) a partir de um índice de vulnerabilidade (V), da importância estratégica (I) e de uma periculosidade (P).

Diante disso, readequou-se essa metodologia para as estações elevatórias, definindo agora um parâmetro de vulnerabilidade (V) e importância estratégica (IE), para estabelecer uma prioridade de investimentos (PI), não contemplando a periculosidade (P) abordada por MENESCAL et al. (2001).

O parâmetro vulnerabilidade (V) está em função dos dados de magnitude identificados no checklist. É importante destacar que o parâmetro magnitude para estações elevatórias difere substancialmente do parâmetro homônimo do checklist de segurança de barragem. Aqui, este parâmetro não só indicará a competência do responsável pela correção da anomalia, bem como caracterizará o nível de perigo de não operacionalidade da estação elevatória.

O cálculo do parâmetro vulnerabilidade (V) é feito a partir da quantificação das anomalias classificadas quanto à sua magnitude em P (pequena), M (média) e G (grande) identificados na aplicação dos checklist. De acordo com a tabela 1 segue a quantificação do checklist para a estação elevatória EE2 (figura 3).

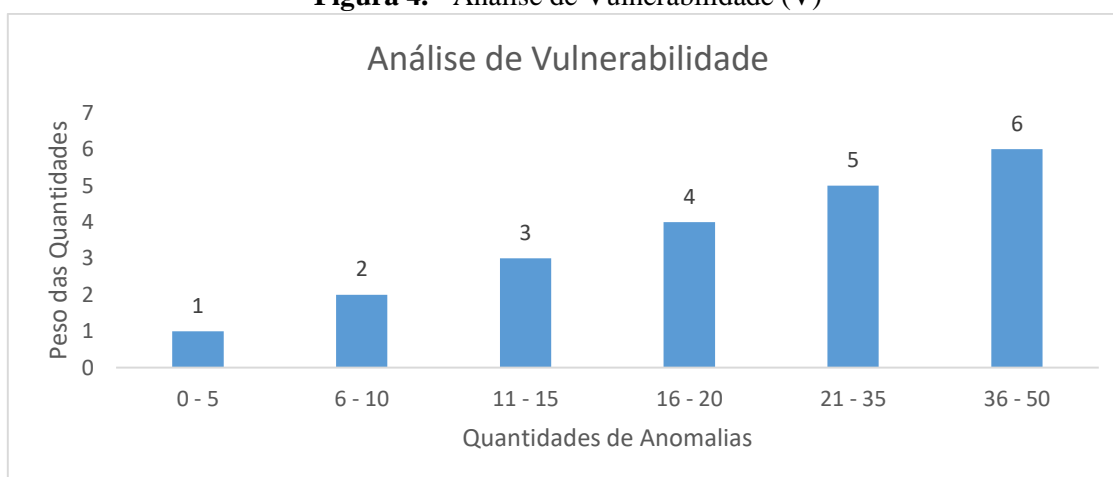
**Tabela 1.** - Quantidade de Anomalias da estação elevatória EE2

Estação de Bombeamento	Magnitude "P"	Magnitude "M"	Magnitude "G"
EE2	12	11	4

Fonte: elaborada pelos autores.

Com base na identificação das anomalias são atribuídos dois pesos, um referente ao tipo de anomalia, cujo o peso está em função da magnitude, sendo peso 1 para anomalias P, peso 2 para anomalias M e peso 3 para anomalias G. O outro peso atribuído refere-se à quantidade de anomalias, cujo o cálculo foi determinado com base em intervalos de acordo com a figura 4. Esses intervalos com seus respectivos pesos foram os mesmos utilizados no trabalho de (Fontenelle,2008) aplicados para inspeções em Barragens.

**Figura 4.** - Análise de Vulnerabilidade (V)



Fonte: Adaptado de Fontenelle (2008).

A pontuação final da vulnerabilidade (V) é obtida a partir do produto do peso da anomalia, referente ao tipo de magnitude com o peso dos intervalos da quantidade de anomalias. Como exemplo, tomaremos os dados da estação elevatória EE2 de acordo com a tabela 2.

**Tabela 2.** - Estimativa da Vulnerabilidade (V) para a EE2

Anomalias	Peso Anomalia (a)	Quantidade Média na Lista de Inspeção	Peso das quantidades (b) – Ver Figura 4	Pontuação Vulnerabilidade (a x b)
Anomalia P	1	12	3	= 3x1= 3
Anomalia M	2	11	3	= 2x3= 6
Anomalia G	3	4	1	= 3x1= 3
<b>Total</b>				<b>12</b>

Fonte: elaborada pelos autores.

A importância estratégica (IE) foi definida aplicando-se uma planilha com base na metodologia AHP de Saaty (1977), com valores pré-estabelecidos pelo autor desta metodologia de acordo com a tabela 3.

**Tabela 3.** - Escala de comparação de Saaty

Valores	Importancia mútua
1/9	Extremamente menos importante
1/7	Muito fortemente menos importante
1/5	Fortemente menos importante
1/3	Moderadamente menos importante
1	Igualmente, importante
3	Moderadamente mais importante
5	Fortemente mais importante
7	Muito fortemente mais importante
9	Extremamente mais importante

Fonte: Saaty (1977).

O universo de pessoas que preencheram a planilha foram especialistas da COGERH que trabalham diretamente com manutenção em estações de bombeamento, sendo gestores e engenheiros. Na planilha apresentada para os entrevistados foram definidas as estações elevatórias estratégicas (tabela 4).

**Tabela 4.** – Planilha das Estações Elevatórias

	EB1	EB2	EE-0	EE-1	EE2	EE3	EB Gavião	EB Pacoti	EB Itaiçaba	EB Castanhão
EB1										
EB2										
EE-0										
EE-1										
EE2										
EE3										
EB Gavião										
EB Pacoti										
EB Itaiçaba										
EB Castanhão										

Fonte: elaborada pelos autores.

Para o preenchimento da planilha, os entrevistados aplicaram os valores de importância da tabela 3 de forma que indicasse o quanto uma estação elevatória da coluna da esquerda é mais importante em relação do que a estação elevatória correspondente na linha superior. Um fator confrontado com ele mesmo tem valor 1 (um), pois tem a mesma importância. Como todos os fatores se entrecruzam uma vez, a matriz passa a ser apenas um espelho, ou inverso do procedimento inicial.

O valor de cada célula da planilha sobre a importância de uma estação em relação a outra foi obtido a partir de um procedimento estatístico denominado moda de cada célula referente as respostas dos entrevistados, conforme a metodologia indicada por Saaty (1977).

Na tabela 5, como exemplo, pode-se verificar que os valores modais para a primeira coluna foram 1, 1 e 3, e o seu somatório 5.

**Tabela 5.** – Exemplo aplicação – Quantidade de anomalias

	EBX	EBY	EBZ
EBX	1	1	1/3
EBY	1	1	1/3
EBZ	3	3	1
<b>Soma</b>	<b>5</b>	<b>5</b>	<b>1,67</b>

Fonte: elaborada pelos autores.

A próxima etapa será encontrar o valor final de cada célula. Esse valor será a razão entre o seu valor modal e o somatório da sua respectiva coluna conforme tabela 6.

**Tabela 6.** - Exemplo aplicação – Valor modal das células

	EBX	EBY	EBZ
EBX	0,2	0,2	0,20
EBY	0,2	0,2	0,20
EBZ	0,6	0,6	0,6

Fonte: elaborada pelos autores.

Após todo o procedimento realizado anteriormente será possível obter o peso da importância estratégica (IE) de cada estação elevatória. Esse peso será a média de cada linha da sua respectiva estação de bombeamento conforme tabela 7.

**Tabela 7.** - Exemplo aplicação – Peso da Importância Estratégica (IE)

	EBX	EBY	EBZ	Média	Média (%)
EBX	0,2	0,2	0,2	0,20	20%
EBY	0,2	0,2	0,2	0,20	20%
EBZ	0,6	0,6	0,2	0,60	60%

Fonte: elaborada pelos autores.

De acordo com os valores obtidos na tabela 7 é possível inferir que a EBZ é a mais importante entre as três. Após obtido os valores dos parâmetros vulnerabilidade (V) e importância estratégica (IE) pode-se calcular a prioridade de investimentos (PI) conforme a equação 1:

$$PI = V \times IE \quad [1]$$

## RESULTADOS

Para a definição da prioridade de investimento em estações elevatórias da COGERH trabalhou-se inicialmente com os dados do checklist do terceiro trimestre de 2021 aplicados nas 9 estações de bombeamento estratégicas. Os quantitativos de anomalias por magnitude foram tabulados e assim calculado o parâmetro vulnerabilidade (V) conforme a tabela 8.

**Tabela 8.** - Quantidade de Anomalias P, M e G dos Checklists

Estação de Bombeamento	Magnitude "P"	Magnitude "M"	Magnitude "G"	Vulnerabilidade
EB1	34	27	1	18
EB2	31	24	2	18
EE-0	11	9	1	10
EE-1	15	9	2	10
EE2	12	11	4	12
EE3	10	5	1	7
EB Gavião	10	9	1	9
EB Pacoti	21	7	1	12
EB Itaiçaba	15	13	5	12
EB Castanhão	14	10	3	10

Fonte: elaborada pelos autores.

Foi definido o grupo de especialistas que preencheram a planilha de importância estratégica (IE), obtendo assim os valores modais para cada célula de acordo com a tabela 9.

**Tabela 9. - Valor modal das células das Estações Elevatórias**

	EB1	EB2	EE-0	EE-1	EE2	EE3	EB Gavião	EB Pacoti	EB Itaiçaba	EB Castanhão
EB1	1	1	1/3	1/3	1/3	1	1	3	1	1/3
EB2	1	1	1/3	1/3	1/3	1	1	3	1	1/3
EE-0	3	3	1	1	1	1	3	5	1	1/3
EE-1	3	3	1	1	1	1	3	5	1	1/3
EE2	3	3	1	1	1	1	3	5	1	1/3
EE3	1	1	1	1	1	1	3	5	1	1/3
EB Gavião	1	1	1/3	1/3	1/3	1/3	1	3	1	1/3
EB Pacoti	1/3	1/3	1/5	1/5	1/5	1/5	1/3	1	1/3	0,2
EB Itaiçaba	1	1	1	1	1	1	1	3	1	1/3
EB Castanhão	3	3	3	3	3	3	3	5	3	1
Soma	17,333	17,333	9,200	9,200	9,200	10,533	19,333	38,000	11,333	3,867

Fonte: elaborada pelos autores.

Com base na tabela 9, obteve-se os valores do parâmetro importância estratégica (IE) conforme a tabela 10.

**Tabela 10. - Peso da Importância Estratégica (IE) das Estações Elevatórias**

	EB1	EB2	EE-0	EE-1	EE2	EE3	EB Gavião	EB Pacoti	EB Itaiçaba	EB Castanhão	IE (%)
EB1	0,058	0,058	0,036	0,036	0,036	0,095	0,052	0,079	0,088	0,086	<b>6,24</b>
EB2	0,058	0,058	0,036	0,036	0,036	0,095	0,052	0,079	0,088	0,086	<b>6,24</b>
EE-0	0,173	0,173	0,109	0,109	0,109	0,095	0,155	0,132	0,088	0,086	<b>12,28</b>
EE-1	0,173	0,173	0,109	0,109	0,109	0,095	0,155	0,132	0,088	0,086	<b>12,28</b>
EE2	0,173	0,173	0,109	0,109	0,109	0,095	0,155	0,132	0,088	0,086	<b>12,28</b>
EE3	0,058	0,058	0,109	0,109	0,109	0,095	0,155	0,132	0,088	0,086	<b>9,98</b>
EB Gavião	0,058	0,058	0,036	0,036	0,036	0,032	0,052	0,079	0,088	0,086	<b>5,61</b>
EB Pacoti	0,019	0,019	0,022	0,022	0,022	0,019	0,017	0,026	0,029	0,052	<b>2,47</b>
EB Itaiçaba	0,058	0,058	0,109	0,109	0,109	0,095	0,052	0,079	0,088	0,086	<b>8,42</b>
EB Castanhão	0,173	0,173	0,326	0,326	0,326	0,285	0,155	0,132	0,265	0,259	<b>24,19</b>
<b>TOTAL</b>											<b>100%</b>

Fonte: elaborada pelos autores.

Ao analisar a tabela 10 foi possível perceber que a metodologia aplicada conseguiu confirmar que a estação elevatória mais importante e mais estratégica para o estado do Ceará foi a EB Castanhão, que alcançou um valor de IE de 24,19%. Já era de conhecimento do corpo técnico da COGERH que essa estação guarda a garantia da manutenção da segurança hídrica para o abastecimento humano da Região Metropolitana de Fortaleza (RMF), bem como para o fornecimento de água do Complexo Industrial e Portuário do Pecém (CIPP).

As outras estações elevatórias de maior importância após a EB Castanhão foram as estações elevatórias EE0, EE1 e EE2, coincidentemente são aquelas que transferem água para o abastecimento humano da região oeste de Fortaleza e de todo o Complexo Industrial e Portuário do Pecém (CIPP).

Diante dessas aferições a metodologia de definição de prioridade de investimentos se mostrou bastante precisa e consistente, sendo um bom instrumento para a tomada de decisão do gestor público. Assim, foi possível até estabelecer um planejamento orçamentário de gasto, tomando por base o conhecimento da prioridade de investimentos (PI) obtido a partir do produto dos dados de vulnerabilidade (V) e de importância estratégica (IE) para as estações de bombeamento estratégicas da COGERH, conforme tabela 11.

**Tabela 11.** - Prioridade de Investimentos (PI) das Estações Elevatórias

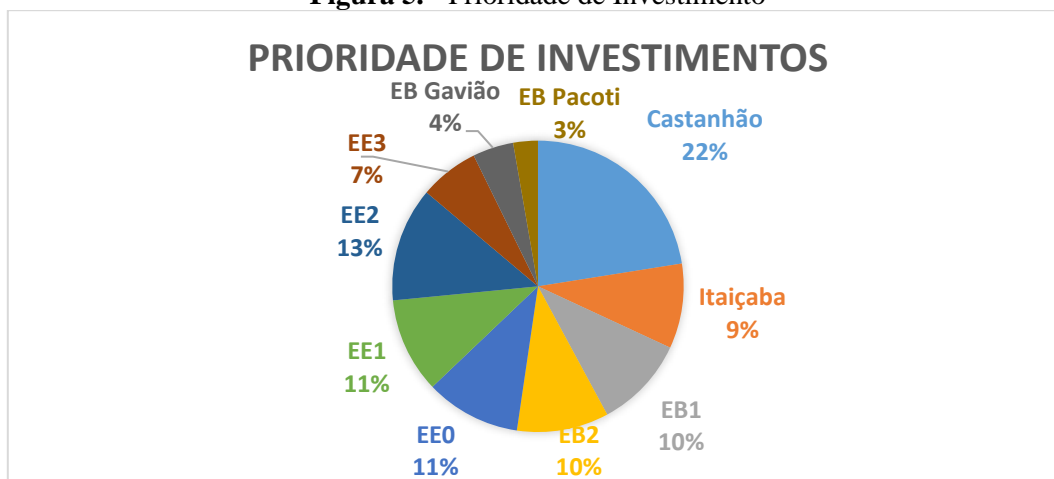
EB	Importância Estratégica (IE)	Vulnerabilidade (V)	Prioridade de Investimento (PI)
EB1	6,29%	18	1,13
EB2	6,29%	18	1,13
EE-0	11,73%	10	1,17
EE-1	11,73%	10	1,17
EE2	11,73%	12	1,41
EE3	10,44%	7	0,73
EB Gavião	5,59%	9	0,5
EB Pacoti	2,53%	12	0,3
EB Itaiçaba	8,71%	12	1,06
EB Castanhão	24,96%	10	2,5

Fonte: elaborada pelos autores.

Foi possível perceber na tabela 11 que apesar de uma estação elevatória registrar um alto valor de vulnerabilidade (V), no entanto, pelo seu nível de importância estratégica (IE) a mesma poderá ficar em um nível mais baixo de prioridade de investimento. Isso foi possível devido ao fato da vulnerabilidade (V) está ligada tão somente a quantidade de anomalias registradas o que poderia mascarar uma tomada de decisão para um investimento específico.

Portanto, a partir das variáveis Importância Estratégica (IE), Vulnerabilidade (V) e da Prioridade de Investimento (PI), se torna possível alcançar maior assertividade no gasto, além de permitir a construção do Planejamento Orçamentário Anual da companhia. Logo, a metodologia apresentada pode não somente estimar gastos, como hierarquizar valores por estação elevatória, conforme figura 5.

**Figura 5.** - Prioridade de Investimento



Fonte: elaborada pelos autores.

## AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com o apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal Nível Superior – Brasil (CAPES) – código de financiamento 001. Os autores agradecem também ao Programa de Mestrado Profissional em Rede Nacional em Gestão e Regulação de Recursos Hídricos – ProfÁgua, Projeto CAPES/ANA AUXPE nº2717/2015, pelo apoio técnico científico aportado até o momento.



Os autores também agradecem à Universidade Federal do Pernambuco (UFPE), instituição de ensino no qual o primeiro e terceiro autor possui vínculos.

Os autores também agradecem à Companhia de Gestão de Recursos Hídricos do Estado do Ceará (COGERH) no qual o primeiro e segundo autor possui vínculos.

## REFERÊNCIAS

- BRANCO FILHO, F.G.** A organização, o planejamento e o controle da manutenção. Rio de Janeiro: Ciência Moderna, 2008.
- LIMA, Berthyer Peixoto; ET AL.** Relatório Anual de Segurança de Barragens – Riscos e Inspeções, 2016. Fortaleza, CE: Companhia de Gestão dos Recursos Hídricos. p.365.
- FONTENELLE, Alexandre de Sousa,** 2007 Proposta Metodológica de Avaliação de Riscos em Barragens do Nordeste Brasileiro - Estudo de Caso: Barragens do Estado do Ceará. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 214.
- LU, J.; ZHANG, G.; DA RUAN; WU,F.** Multi-objective group decision making: methods, software and applications with fuzzy set techniques. London: Imperial College Press, v.6, 2007.
- MENESCAL, R.A.; CRUZ, P.T.; CARVALHO, R.V.; FONTENELLE, A.S. & OLIVEIRA, S.K.F.** Uma Metodologia para Avaliação do Potencial de Risco em Barragens do Semi- Arido. XXIV Seminário Nacional de Grandes Barragens, Fortaleza – Ce. 2001a.
- PORTO, Rodrigo de Melo.** Hidráulica Básica 4. ed – São Paulo: EESC-USP,2006, 540 p.
- Rahman, S., Zayed, T., 2009.** Condition Assessment of Water Treatment Plant Components. Journal of Performance of Constructed Facilities, 23(4), pp. 276-287
- SAATY, T.L.A.** (1977) A scaling method for priorities in hierarchical structures. Journal Mathematical Psychology, v. 15, n. 3, p. 234-281. [https://doi.org/10.1016/0022-2496\(77\)90033-5](https://doi.org/10.1016/0022-2496(77)90033-5)
- VIANA, H.R.G.** PCM: planejamento e controle da manutenção. Rio de Janeiro: Qualitymark,2002.
- WWAP (United Nations World Water Assessment Programme).** Relatório mundial das Nações Unidas sobre desenvolvimento dos recursos hídricos 2018: soluções baseadas na natureza para a gestão da água. Paris, UNESCO, 2018.

## UTILIZAÇÃO DE PILARES DE VERTEDOUROS COM SEÇÃO VARIÁVEL PARA REDUÇÃO DE PROCESSOS EROSIVOS A JUSANTE DE ESTRUTURAS HIDRÁULICAS

Carolina Fontanelli e José Junji Ota

Copel Geração e Transmissão S.A, Universidade Federal do Paraná, Brasil  
E-mail: carolina.fontanelli@copel.com, ota.dhs@ufpr.br

### RESUMO:

*Flaring piers* são contrações implantadas nos pilares de vertedouros, que, através da alteração do padrão do vertimento, podem trazer benefícios em relação à dissipação de energia, segundo a bibliografia chinesa. O presente trabalho busca avaliar a redução do comprimento do ressalto hidráulico efluente de *flaring piers*, que é um dos benefícios citados na bibliografia, por meio de ensaios em modelo hidráulico reduzido, que consiste em um canal horizontal com fundo móvel erodível. Na saída de uma estrutura de descarga foram acoplados os pilares, a jusante dos quais formou-se o ressalto hidráulico. Foram variados os parâmetros geométricos de nove alternativas de *flaring piers* que foram comparadas com uma alternativa de pilar convencional. Embora sejam necessários estudos mais aprofundados acerca dessas estruturas, é possível observar eventuais vantagens em sua aplicação, com base nos resultados do presente estudo. Os *flaring piers* têm sido amplamente aplicados na China, o que indica haver benefícios em sua utilização.

### ABSTRACT:

Flaring piers are enlargements implanted in the piers of spillways, which, by changing the flow pattern, can bring benefits in relation to energy dissipation, according to Chinese literature. The present work aims to evaluate the reduction of the length of the hydraulic jump effluent from flaring piers, which is one of the benefits cited in the bibliography, through tests carried out in a reduced hydraulic model, which consists of a horizontal channel with mobile erodible bottom. At the outlet of a discharge structure were attached the piers, downstream of which formed the hydraulic jump. The geometric parameters of nine flaring piers alternatives were varied that were compared with a conventional alternative. Although more in-depth studies on these structures are needed, it is possible to observe possible advantages in their application, based on the results of the present study. Flaring piers have been widely applied in China, which indicates seeing benefits in their use.

**PALAVRAS-CHAVE:** vertedouro; dissipação de energia; *flaring piers*

## INTRODUÇÃO

O vertedouro tem por função extravasar a vazão excedente, de modo a garantir que não sejam ultrapassados os níveis de água fixados no projeto, de acordo com as características de cada aproveitamento hidráulico. O vertimento transforma a energia potencial a montante da barragem em energia cinética, a qual deve ser reduzida antes de atingir o leito do rio para que não ocorram danos. Isso pode ser feito por meio do adequado dimensionamento da estrutura de dissipação, selecionando-se a melhor solução do ponto de vista de eficiência hidráulica e da economia, considerando a segurança do empreendimento.

Uma das soluções para a dissipação de energia são os *flaring piers*, desenvolvidos na China e que têm sido aplicados em vários projetos hidráulicos nas últimas décadas. *Flaring piers* podem ser traduzidos como “pilares que se alargam”, e são estruturas caracterizadas pelo estreitamento da calha do vertedouro, realizado por meio do alargamento gradual da seção transversal dos pilares no sentido do escoamento, que tem suas características alteradas, resultando em maior eficiência na dissipação de energia do jato efluente.

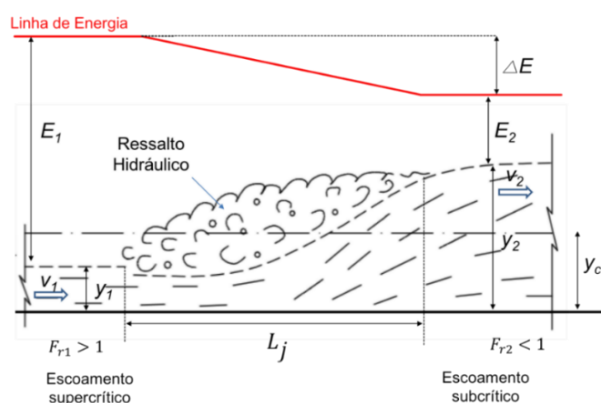
No Brasil o estudo dos *flaring piers* foi abordado pela primeira vez por Lara (2011), que estudou a eficiência hidráulica dessa técnica associada a vertedouros do tipo salto de esquí. Lara (2011) citou a importância em desenvolver estudos com os *flaring piers* associados a outros tipos de dissipadores de energia, como por exemplo, bacias de dissipação por ressalto hidráulico.

O presente artigo faz parte da dissertação de mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos, intitulado “Utilização de Pilares de Vertedouros com Seção Variável para Redução de Processos Erosivos a Jusante de Estruturas Hidráulicas”, elaborada por Fontanelli (2017). Neste artigo será dado enfoque à redução do comprimento do ressalto hidráulico que os *flaring piers* podem proporcionar, com o objetivo de avaliar a possibilidade de redução do comprimento de bacias de dissipação, conforme relatado em estudos de autores chineses.

## COMPRIMENTO DO RESSALTO HIDRÁULICO

O ressalto hidráulico é um fenômeno natural que ocorre na transição de um escoamento supercrítico para o subcrítico, altamente turbulento, no qual ocorre a formação de vórtices, com grande incorporação de ar ao escoamento e intensa oscilação de velocidade e pressão, o que faz grande parte da energia cinética inicial ser transformada em calor e, em menor escala, em ruído. Dessa forma, a bacia de dissipação por ressalto hidráulico é uma das soluções mais adotadas por projetistas no processo de tranquilização do escoamento a jusante de um vertedouro.

O ressalto hidráulico, os parâmetros que o define e as unidades adotadas são representados na Figura 1. Convencionou-se, nesse trabalho, que os índices “1” e “2” referem-se aos elementos a montante e a jusante do ressalto hidráulico, respectivamente.



**Figura 1.-** Elementos do Ressalto Hidráulico

Onde:

$y_i$  = Altura da lâmina d'água (m);

$y_c$  = Profundidade crítica do escoamento (m);

$v_i$  = Velocidade média do escoamento (m/s);

$Fr_i$  = Número de Froude (adimensional);

$E_i$  = Parcela de energia (m);

$\Delta E$  = Parcela de energia dissipada (m);

$L_j$  = Comprimento do ressalto hidráulico (m).

O comprimento do ressalto hidráulico é um importante parâmetro utilizado no dimensionamento de bacias de dissipação. Por tratar-se de um fenômeno altamente turbulento caracterizado por grandes oscilações de pressão e velocidade, não há consenso na bibliografia em relação à determinação da seção final do ressalto hidráulico.

Segundo Elevatorski (1959), o ressalto termina quando não há mais grandes variações de níveis. Rajaratnam (1967) define a posição final do ressalto onde sua altura encontra a altura conjugada lenta ( $y_2$ ). Hager (1992) define a seção final como aquela onde a superfície livre é horizontal, a agitação da superfície é diminuída, o escoamento não apresenta aeração excessiva e as condições de escoamento gradualmente variado desaparecem. A Tabela 1 apresenta equações propostas por alguns autores para o comprimento do ressalto hidráulico.

**Tabela 1.-** Equações propostas para o comprimento do ressalto hidráulico

Autor	Expressão	
Riegel e Beebe (1917)	$L_j = 5(y_2 - y_1)$	[1]
Smetana (1934)	$L_j = 6(y_2 - y_1)$	[2]
Aravin (1935)	$L_j = 5,4(y_2 - y_1)$	[3]
Peterka (1957)	$L_j = 6,1y_2$	[4]
Elevatorski (1959)	$L_j = 6,9(y_2 - y_1)$	[5]

## FLARING PIERS

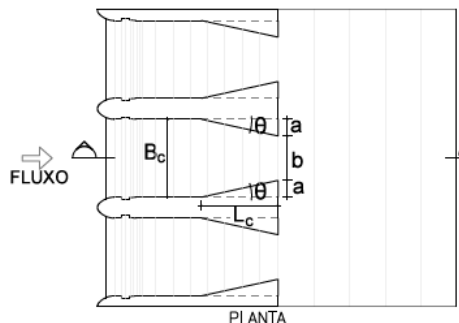
Os *flaring piers* (“pilares se alargando”) são contrações no escoamento propiciadas pelos pilares de vertedouros, no sentido do fluxo, com o objetivo de melhorar a eficiência da dissipação de energia. Foram desenvolvidos na China com o objetivo de encontrar soluções de dissipação de energia para aproveitamentos com altas queda, vazão específica e potência descarregada, além de baixos números de Froude, que demandavam dissipadores cada vez maiores (Gao *et al*, 2000).

O princípio do funcionamento dos *flaring piers* é a contração rápida do escoamento através dos pilares, levando a um jato alto e estreito ao longo do vertedouro. O choque desses jatos leva à formação de vórtices turbulentos, ocasionando um ambiente propício para a incorporação de ar, o que dissipa grande parcela da energia cinética. Esse fenômeno é bem ilustrado na Figura 2, que mostra o vertedouro de Daschaoshan, China, em operação.



**Figura 2.-** Vertedouro da usina de Daschaoshan (China) em operação. (Muller *et al*, 2018)

Os principais parâmetros geométricos que caracterizam os *flaring piers* são a razão de contração ( $\eta$ ), que representa o percentual de estreitamento da área do vão do vertedouro, e o ângulo de deflexão ( $\theta$ ), que impacta diretamente na mudança de direção as linhas de corrente do escoamento. A Figura 3 representa, em planta, os parâmetros descritos.



**Figura 3.-** Esquema em planta dos *flaring piers*. (adaptado de Lara *et al*, 2018)

Os parâmetros geométricos dos *flaring piers* são definidos pelas Equações a seguir:

$$\text{Razão de contração: } \eta = b/B_c \quad [6] \quad \text{Ângulo de Deflexão: } \theta = \arctg(a/L_c) \quad [7]$$

Os *flaring piers* também são classificados conforme a seção transversal do pilar. Wei (2013) relata os formatos retangular, em Y, X, V ou T, simétricos ou não. O formato mais aplicado em vertedouros chineses é o pilar em “Y” (Zhang *et al*, 2011).

Por fim, os *flaring piers* podem ser associados a diferentes estruturas de dissipação de energia, como bacias de dissipação, bacia defletora, salto de esqui e vertedouros em degraus.

A Tabela 1 relaciona vertedouros providos de *flaring piers* com suas características principais.

**Tabela 1.-** Características de vertedouros com *flaring piers* construídos na China

Aproveitamento	Vazão específica [m <sup>3</sup> /s.m]	$\eta$ [adimensional]	$\theta$ [°]	Formato	Dissipador associado
Ankang	197	0,40	21,80	Y	Bacia de Dissipação
Baise	178	0,34	20,97	Ret.	Vertedouro em Degraus
Dachaoshan	135	0,40	21,80	Y	Vertedouro em Degraus
Panjiakou	208	0,66	15,00 – 20,00	Ret.	Bacia Defletora
Shatuo	305	0,33	24,44	X	Bacia + Degraus
Silin	282	0,42	20,55	X	Bacia + Degraus
Suofengying	179	0,46	19,29	X	Vertedouro em Degraus
Wuqiangxi	244	0,37	16,70	Y	Bacia de Dissipação
Yantan	241	0,50	15,00 – 18,00	Y	Bacia de Dissipação

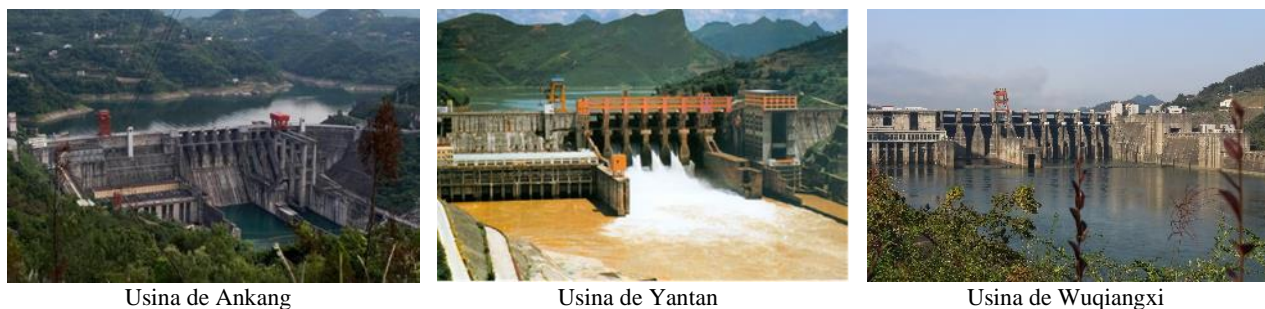
### **Flaring Piers associados a bacias de dissipação**

A primeira aplicação dos *flaring piers* associados a bacia de dissipação ocorreu na usina de Ankang, que foi a primeira a provar a eficácia dessa estrutura (Guo *et al*, 2006).

Outra aplicação dessa associação ocorreu na usina hidrelétrica de Yantan, onde os *flaring piers* foram combinados com um defletor submerso e com uma bacia de dissipação. Gao *et al* (2000) afirmam que o padrão de escoamento na bacia é similar a ressaltos tridimensionais, o que difere bastante do padrão do ressalto hidráulico convencional. Os autores afirmam também que a velocidade

de fundo do escoamento foi reduzida rapidamente de 30 m/s para 13 m/s, e que não foi observada ocorrência de erosões a jusante da bacia de dissipação.

O vertedouro da barragem de Wuqiangxi é composto por *flaring piers* associados à bacia de dissipação em três vãos na direita hidráulica, e pelos *flaring piers* associados a descarregador de fundo e bacia de dissipação em seis vãos na esquerda hidráulica. A Figura 4 ilustra as usinas de Ankang, Yantan e Wuqiangxi mencionadas.



**Figura 4.-** Vertedouros com *flaring piers* associados a bacia de dissipação.

A associação dos *flaring piers* com bacias de dissipação ocasiona um escoamento bastante turbulento devido às características do próprio ressalto hidráulico somadas às características do escoamento através dos pilares alargados. A bibliografia descreve esse fenômeno como “Ressalto Hidráulico 3D” (Gao *et al*, 2000, Chen *et al*, 2009, Yin *et al*, 2010). Nesta associação, uma quantidade ainda maior de ar é incorporada ao escoamento, e uma grande parcela de energia cinética presente no fundo da bacia de dissipação é transformada por meio das forças viscosas. O nível da bacia é elevado, aumentando a dissipação de energia. Segundo Chen (2015), esta associação é adequada para vertedouros que estão sujeitos a grandes vazões específicas, médias a altas cargas hidráulicas e baixos número de Froude na aproximação. As vantagens práticas relatadas são a redução no comprimento da bacia de dissipação (Chen *et al*, 2009) e a redução da profundidade de erosão a jusante da estrutura (Lin *et al*, 1987).

Na sequência são apresentadas equações desenvolvidas para a determinação do comprimento do ressalto hidráulico de vertedouros providos de *flaring piers*. Convenciona-se, no presente trabalho, que  $L_j$  representa o comprimento de um ressalto hidráulico formado a partir de um vertedouro com *flaring piers*.

Li *et al.* (2000) estudaram a associação dos *flaring piers* com bacia de dissipação em modelo hidráulico reduzido, e propuseram equações empíricas para determinação do comprimento do ressalto hidráulico proveniente de vertedouros com pilares convencionais (Equação 8) e dotados de *flaring piers* (Equação 9). Os autores estudaram as razões de contração ( $\eta$ ) de 0,40, 0,50 e 0,60 e ângulos de deflexão ( $\theta$ ) de 10°, 15° e 20°. Outro parâmetro informado no estudo foi o número de Froude de montante ( $Fr_1$ ), de 3,44.

$$L_j = 9,4y_1(Fr_1 - 1) \quad [8]$$

$$L'_j = 7,3y_1(Fr_1 - 1) \quad [9]$$

Chen *et al* (2009) fizeram um estudo em modelo hidráulico reduzido de um vertedouro com *flaring piers* com bacia de dissipação e descarregador de fundo, com o objetivo medir o comprimento do ressalto hidráulico, que consistiu na realização de 5 ensaios, cujos números de Froude foram entre 6,34 e 11,20. Os autores propuseram duas expressões para o cálculo do comprimento do ressalto hidráulico formado a jusante de vertedouros com *flaring piers*, uma considerando somente a profundidade de jusante (Equação 10), e outra considerando as conjugadas (Equação 11). Os autores afirmam que comparando-se a equação 11 com a Equação 6 (Elevatorski, 1959), os *flaring piers* propiciam a redução de aproximadamente 48% no comprimento do ressalto hidráulico.

$$L'_j = 2,93y_2 \quad [10]$$

$$L'_j = 3,33(y_2 - y_1) \quad [11]$$

Yin *et al* (2010) desenvolveram fórmulas empíricas para a definição do comprimento do ressalto hidráulico baseados em estudos em modelo hidráulico reduzido. Os autores chegaram a duas expressões para determinação do comprimento do ressalto hidráulico, sendo uma para ressaltos formados a jusante de vertedouros convencionais (Equação 12), e a outra, para vertedouros com *flaring piers* (Equação 13).

$$L_j = 44,02K + 0,16 \quad [12]$$

$$L'_j = 17,51K + 0,34 \quad [13]$$

Nas equações 12 e 13, K é a taxa de fluxo de energia, definida pela equação 14, e Z é a soma da altura do vertedouro com a carga hidráulica, dada em metros.

$$K = \frac{q}{\sqrt{g}} \cdot Z^{1,5} \quad [14]$$

Yin *et al* (2010) concluíram que para valores elevados de vazão específica, a profundidade conjugada de jusante do ressalto hidráulico proveniente do escoamento de vertedouros dotados de *flaring piers* é praticamente igual à do ressalto hidráulico resultante do escoamento por um vertedouro convencional. Entretanto, o efeito de aeração e a dispersão longitudinal causados pelos *flaring piers* reduzem cerca de 50% o comprimento do ressalto hidráulico, quando comparado ao escoamento proveniente de um vertedouro convencional.

## METODOLOGIA

O presente estudo tem como foco o comportamento do ressalto hidráulico formado por vertedouros com *flaring piers*, com diferentes parâmetros geométricos.

A instalação experimental utilizada na pesquisa foi uma estrutura existente no laboratório do Centro de Hidráulica e Hidrologia Professor Parigot de Souza (CEHPAR), que consiste num órgão de descarga capaz de produzir um escoamento supercrítico, cuja energia cinética pretende-se dissipar. A Figura 5 ilustra o modelo. Na saída do órgão de descarga foram acoplados dois pilares, a fim de simular um vão e dois meios vãos de um vertedouro (Figura 5.a). O fluxo escoava por um canal retangular de fundo horizontal, com paredes de acrílico (Figura 5.b). A jusante do órgão de descarga foi instalada uma caixa de erosão com material granular móvel, para a realização de ensaios de volume erodido. Ressalta-se que o enfoque do artigo é o comprimento do ressalto hidráulico.



5.a) Pilares alargados acoplados ao órgão de descarga



5.b) Vista lateral do canal

**Figura 5.-** Modelo Hidráulico Reduzido utilizado na pesquisa.

Foram produzidas dez alternativas de pilares com diferentes razões de contração e ângulos de deflexão (*flaring piers*), todas com geometria transversal retangular. Os pilares da alternativa A correspondem a um vertedouro convencional, e possuem razão de contração ( $\eta$ ) unitária e ângulo de deflexão ( $\theta$ ) nulo. A Tabela 2 destaca as alternativas ensaiadas.

**Tabela 2.-** Alternativas ensaiadas

Alternativa	Razão de Contração [ $\eta$ ]	Ângulo de Deflexão [ $\theta$ ]
A	1,00	0°
B	0,40	15°
C	0,40	20°
D	0,40	25°
E	0,50	15°
F	0,50	20°
G	0,50	25°
H	0,66	15°
I	0,66	20°
J	0,66	25°

As condições de contorno impostas a todos ensaios foram a vazão e o nível de jusante, e com isso assegurou-se que o comportamento do escoamento fosse avaliado a partir das mesmas condições, permitindo estabelecer comparações entre as alternativas. A vazão selecionada buscou a compatibilidade com a de aproveitamentos hidrelétricos em fase de viabilidade no Brasil. A profundidade de jusante foi selecionada a partir de ensaios exploratórios com os pilares convencionais (Alternativa A) em que, partindo-se do controle da profundidade de jusante do escoamento ( $y_2$ ), buscou-se obter um ressalto hidráulico bem formado, iniciando-se logo a jusante dos pilares, de forma a permitir a observação dos fenômenos hidráulicos durante os ensaios.

O modelo foi operado na escala 1:100 sob o critério de semelhança de Froude. A Tabela 3 apresenta as condições de entrada do modelo, e a Tabela 4 apresenta valores calculados, todos eles em valores de protótipo.

**Tabela 3.-** Condições de entrada do MHR

Parâmetro	Símbolo	Unidade	Protótipo
Vazão	$Q$	m <sup>3</sup> /s	3983,00
Largura do vertedouro a montante do ressalto hidráulico	$B$	m	30,00
Profundidade a montante do ressalto hidráulico	$y_1$	m	5,00
Profundidade a jusante do ressalto hidráulico	$y_2$	m	21,10
Largura do canal	$b_c$	m	39,00

**Tabela 4.-** Parâmetros calculados do MHR

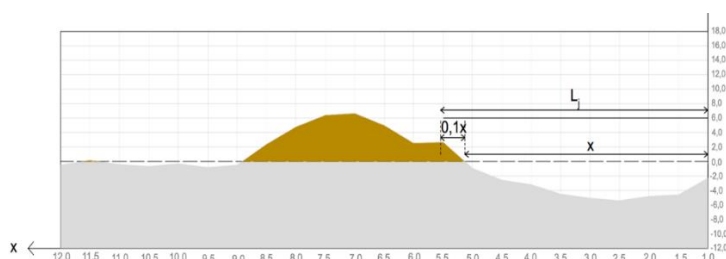
Parâmetro	Símbolo	Unidade	Protótipo
Vazão específica	$q$	m <sup>3</sup> /s.m	133,33
Velocidade do escoamento a montante	$v_1$	m/s	26,67
Número de Froude a montante	$Fr_1$	-	3,81
Velocidade do escoamento a jusante	$v_2$	m/s	4,86
Número de Froude a jusante	$Fr_2$	-	0,34
Profundidade crítica	$y_c$	m	12,19
Velocidade crítica	$v_c$	m/s	10,92
Energia mínima	$E_{min}$	m	18,28



## RESULTADOS

Como o objetivo da análise é a comparação entre as alternativas, utiliza-se o mesmo critério para a determinação do comprimento do ressalto hidráulico. As conclusões basearam-se na análise do perfil longitudinal da erosão formada no eixo central do canal e na observação durante os ensaios, e de vídeos e fotografias.

O início do ressalto hidráulico foi determinado logo a jusante dos pilares. Para a determinação de seu comprimento, foi observado o ponto de inflexão formado pelo material móvel correspondente ao topo da caixa de erosão, ou seja, o ponto onde termina a erosão formada e inicia-se a barra de blocos. Assim, foi medida a distância desse ponto a partir da origem do ressalto ( $x$ ), e foi acrescido 10% deste valor, considerando que, a partir da análise visual, o ressalto hidráulico ainda está terminando seu desenvolvimento. O critério adotado encontra-se esquematizado na Figura 6, e os comprimentos medidos e calculados a partir desse critério são apresentados na Tabela 5.



**Figura 6.-** Critério de determinação do comprimento do ressalto hidráulico.

**Tabela 5.-** Comprimento do ressalto hidráulico das alternativas ensaiadas

Alternativa	Razão de Contração [ $\eta$ ]	Ângulo de Deflexão [ $\theta$ ]	Comprimento Ressonho Hidráulico $L_j/L_j$ (cm)
A	1,00	0°	85,08
B	0,40	15°	50,76
C	0,40	20°	36,31
D	0,40	25°	38,43
E	0,50	15°	58,71
F	0,50	20°	40,17
G	0,50	25°	37,50
H	0,66	15°	52,21
I	0,66	20°	45,48
J	0,66	25°	45,76

### Comprimento do ressalto hidráulico convencional (Alternativa A)

Os dados do modelo ( $y_1$ ,  $y_2$  e  $Fr_1$ ) foram aplicados nas Equações 1 a 5 para verificação do comprimento teórico do ressalto hidráulico convencional (Alternativa A), conforme proposições encontradas na bibliografia. Os resultados são apresentados na Tabela 6. A Figura 7 ilustra o ensaio realizado nessa alternativa.

**Tabela 6.-** Equações propostas para o comprimento do ressalto hidráulico

Autor	Expressão	Resultado (m)
Riegel e Beebe (1917)	$L_j = 5(y_2 - y_1)$	80,50
Smetana (1934)	$L_j = 6(y_2 - y_1)$	96,60
Aravin (1935)	$L_j = 5,4(y_2 - y_1)$	86,94
Peterka (1957)	$L_j = 6,1y_2$	128,71
Elevatorski (1959)	$L_j = 6,9(y_2 - y_1)$	111,09



**Figura 7.-** Comprimento do ressalto hidráulico em relação à alternativa A.

O ressalto hidráulico formado a partir da Alternativa A apresentou comprimento de aproximadamente 85,08 m. Observa-se proximidade de valores desse resultado com as Equações 1 (diferença de 5,70 %) e 3 (diferença de 2,15%). A Equação 2 também apresentou resultado próximo ao medido, com valor cerca de 12% maior. Entretanto, as Equações 4 e 5 resultaram em valores cerca de 34% e 23% maiores, respectivamente.

Cabe mais uma vez mencionar a subjetividade em se determinar o final do ressalto hidráulico. As equações propostas sugerem seu comprimento teórico. A presença do ar no escoamento, mesmo em pilares sem os alargamentos, já é favorável em termos de dissipação de energia, quando comparado a um escoamento bidimensional. Ainda, a aplicação prática deste parâmetro, adotada por projetistas de obras hidráulicas quando do dimensionamento de bacias de dissipação leva a valores bem menores. Ainda deve-se levar em conta as características geomecânicas do maciço rochoso, que podem levar a otimizações no dimensionamento dessas estruturas.

### Comprimento do ressalto hidráulico das alternativas com *flaring piers* (Alternativas B a J)

A Figura 8 ilustra a comparação do comprimento do ressalto hidráulico medidos nos ensaios de todas as alternativas ensaiadas, referenciadas em relação à Alternativa A (100%), em ordem decrescente. Para fins ilustrativos, a Figura 9 mostra um ensaio realizado com a Alternativa J.

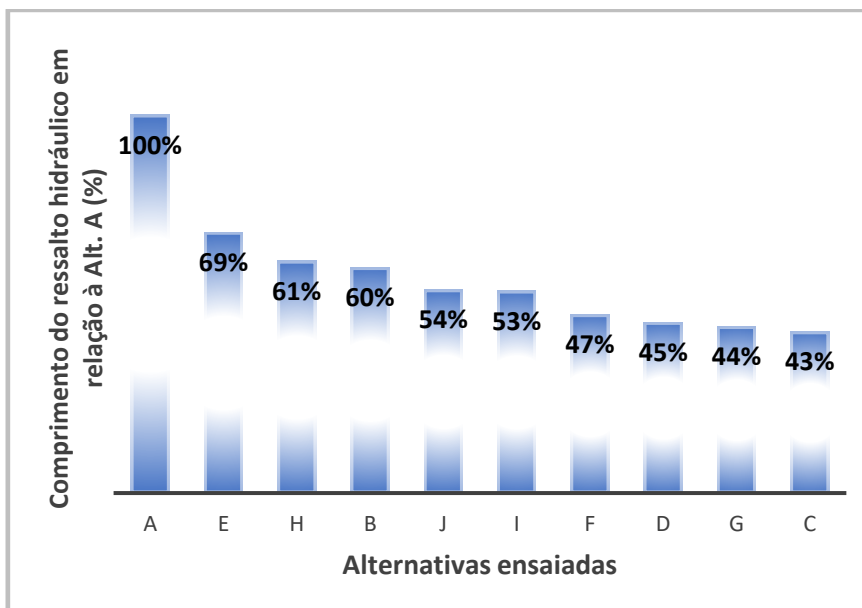


Figura 8.- Comprimento do ressalto hidráulico em relação à alternativa A.



Figura 9.- Ensaio realizado com a Alternativa J ( $\eta = 0,66$ ;  $\theta = 25^\circ$ ).

Observa-se que nas alternativas de pilares dotadas de *flaring piers* há redução de 31 a 57% no comprimento do ressalto hidráulico, comparando-se com a alternativa de pilares convencionais.

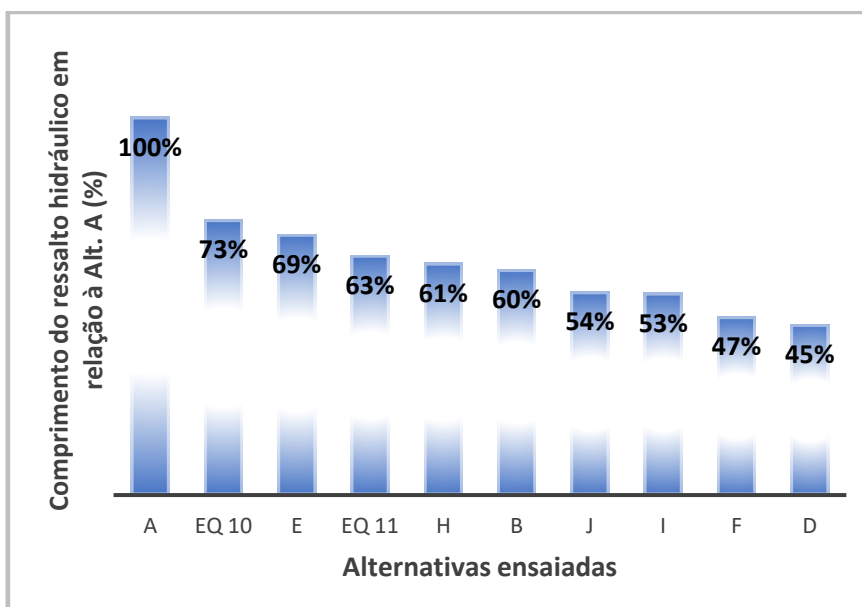
Li *et al* (2000) propuseram equações para determinação do ressalto hidráulico para vertedouros convencionais (Equação 8) e dotados de *flaring piers* (Equação 9). Entretanto, os resultados não se ajustaram aos valores obtidos nos ensaios. Aplicando-se os dados de entrada do modelo ( $y_1$  e  $Fr_1$ ) na equação proposta por Li *et al.* (2000) obtém-se o comprimento de ressalto hidráulico convencional de 132 m, valor 55% maior que o observado no ensaio da Alternativa A.

Comparou-se o resultado da Equação 8 (pilares convencionais) com os resultados das Equações 1 a 5, apresentadas na Tabela 1. O resultado da Equação 4 encontra-se muito próximo ao resultado da Equação 8, com uma diferença de menos de 3%.

Em relação aos *flaring piers*, a comparação que é possível fazer é a redução do comprimento do ressalto hidráulico, em que, comparando-se as equações 8 e 9 propostas por Li *et al* (2000), indica-se redução de 22% no comprimento, valor este menor que a redução observada no presente estudo, que indicou reduções de 31 a 57%. É importante observar que os parâmetros estudados ( $\eta$ ,  $\theta$  e  $Fr_1$ ) são equivalentes ou próximas aos do presente estudo.

Chen *et al* (2009) propuseram as equações 10 e 11 para determinação do comprimento do ressalto hidráulico efluente de *flaring piers*. Aplicando-se os dados de entrada ( $y_1 = 5,00$  m e  $y_2 = 21,10$  m), tem-se comprimentos de ressalto iguais a 62,00 m (Equação 10) e 54,00 m (Equação 11).

Conforme o gráfico da Figura 8, os resultados obtidos no presente estudo estão aderentes à aplicação das equações propostas por Chen *et al* (2009).



**Figura 8.-** Comparação do comprimento do ressalto hidráulico em relação à alternativa A considerando às eq 10 e 11.

Observa-se que as Alternativas B, C, D, F, G, H, I e J apresentaram resultados menores que os da Equação 11. A Alternativa E apresentou resultado entre as Equações 10 e 11.

Ao considerar apenas as alternativas dotadas de *flaring piers*, encontra-se diferenças relativamente pequenas de comprimentos de ressalto hidráulico das Alternativas B, H e E, quando comparados aos resultados das equações propostas por Chen *et al* (2009).

Ressalta-se que Chen *et al* (2009) chegaram a essas equações através de ensaios com escoamento cujo número de Froude de montante ( $Fr_1$ ) variou entre 6 e 11, que são superiores ao valor do número de Froude do presente estudo. Também cabe mencionar que os autores não apresentaram no estudo os parâmetros geométricos utilizados nos ensaios, que levaram ao ajuste das equações 10 e 11, por eles propostas.

Os autores não apresentaram expressões de comprimento de ressalto hidráulico considerando pilares convencionais, mas alegaram que compararam a redução do comprimento do ressalto hidráulico com a Equação de Elevatorski (1959), e citaram a redução no comprimento de 48% em relação a ela.

Yin *et al* (2010) também desenvolveram estudos acerca do comprimento do ressalto hidráulico proveniente de *flaring piers*. As expressões sugeridas pelos autores (Equações 12 e 13) não se ajustaram aos resultados do presente estudo. Uma das razões é a limitação do modelo hidráulico reduzido, que não permite reproduzir de forma adequada o parâmetro Z (Equação 14), utilizado nas equações 12 e 13. Entretanto, os autores mencionam a redução no comprimento do ressalto hidráulico proveniente de pilares dotados de *flaring piers* em cerca de 50%, quando comparado aos pilares convencionais. Essa redução está compatível com a encontrada no presente estudo.

## CONCLUSÃO

Conclui-se que todas as alternativas dotadas de *flaring piers* levam à redução no comprimento do ressalto hidráulico, quando comparadas à Alternativa A. Dentre elas, as alternativas que levaram aos menores comprimentos de ressalto hidráulico possuem razões de contração de 0,40 e 0,50 e ângulos de deflexão de 20° e 25°. Também se observou que as alternativas cujo ângulo de deflexão é de 15° (B, E e H) levaram a comprimentos maiores de ressalto hidráulico dentre as alternativas dotadas de *flaring piers*, ainda que a diferença seja relativamente pequena.

Embora a presente pesquisa se limite ao âmbito acadêmico, é possível concluir que os *flaring piers* podem influenciar o escoamento de forma positiva, por conduzir à redução do comprimento do ressalto hidráulico. Ressalvas devem ser feitas em relação à possível influência desses alargamentos na capacidade de descarga do vertedouro, aos efeitos de atomização que o fluxo efluente pode ocasionar em protótipos e ao efeito de cavitação que os vórtices gerados podem causar nos pilares.

Os *flaring piers* têm sido largamente aplicados em empreendimentos hidráulicos na China, o que indica haver benefícios em sua utilização. A compreensão de seu funcionamento e vantagens da utilização dos *flaring piers* parecem ser positivos para os projetistas de obras hidráulicas no Brasil, considerando as características dos aproveitamentos em potencial existentes.

## REFERENCIAS

- Chen, D., Wang, S., Han, J.** (2009). “Experimental Research on the Length of 3D Hydraulic Jump in Joint Energy Dissipator”. *Advances in Water Resources and Hydraulic Engineering, Proceedings of the 16th IAHR-APD Congress and Symposium of IAHR-ISHS*. v. 6, p. 2037.
- Chen, S. H.** (2015). “Hydraulic Structures”. Springer, Berlin, Heidelberg.
- Elevatorski, A. E.** (1959). “Hydraulic Energy Dissipators”. McGraw-Hill, New York.
- Fontanelli, C.** (2017). *Utilização de Pilares de Vertedouros de Seção Variável para Redução de Processos Erosivos a Jusante de Estruturas Hidráulicas*. Dissertação de Mestrado, UFPR, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental, Curitiba, Brasil.
- Gao, J., Liu, Z., Guo, J.** (2000). *Energy Dissipation For High Dams*. Large Dams in China – A Fifty Year Review. Chinese National Committee on Large Dams, China.
- Guo, J., Wu, Y., Zhang, D., Liu, J., Sun, S.** (2006). Recent Achievements on the Hydraulic Research in IWHR, Recent Developments on Hydraulic Structures - IAHR.
- Hager, W. H.** (1992). “Hydraulic Energy Dissipators”. Water Science and Technology Library. Kluwer Academic Publishers.
- Lara, R.** (2011). *Utilização de Defletores em Fenda e Pilares Alargados para Redução da Erosão Provocada por Vertedouros com Salto de Esqui*. Dissertação de Mestrado, UFPR, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental, Curitiba, Brasil.
- Lara, R., Ovelar, C. O. S., Fontanelli, C., Ota, J. J., Dziedzic, M., Cruz, S. T.** (2018). “Estudo de Flaring Piers em Modelo Hidráulico Reduzido Desenvolvidos no Brasil”. XXVIII Congresso Latinoamericano de Hidráulica, Buenos Aires, Argentina. V. 5.
- Li, Z., Pan, Y., Han, L., Chang, Z.** (2000). “Hydraulics of Stilling Basin with Flaring Gate Piers”. *Advances in Water Science*, v. 11, no. 1.
- Lin, B., Li, G., Chen, H.** (1987). “Hydraulic Research in China”. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 113, No. 1, pp. 47-60.
- Muller, I. I., Michaud, C. E. N. L., Ovelar, C. O. S., Fontanelli, C., Terabe, F. R.** (2018). “Influência dos Flaring Piers na Capacidade de Descarga de Vertedouros”. XXVIII Congresso Latinoamericano de Hidráulica, Buenos Aires, Argentina. V. 5.
- Rajaratnam, N.** (1967). “Hydraulic Jump”. *Advances in Hydroscience*, ASCE, v. 4, pp. 197-280.
- Yin, J., Liang, Z., Gong, H.** (2010). “Experimental Study on Characteristics of 3D Hydraulic Jump of Flaring Gate Piers”. *Journal of Hydraulic Engineering*, CHES, v. 41, No. 11, pp. 1333-1338.
- Zhang, T., Wu, C., Zheng, Q.** (2011). “Comparison on Somatotype of X- and Y-shape Flaring Gate Pier Connected with Stepped Spillway”. *Advanced Materials Research*, v. 255-260, pp. 3661-3665.
- Wei, W. R.** (2013). “Experimental Study on Hydraulic Characteristics of X-Shape Flaring Gate Pier and Deflecting Stilling Basin United Energy Dissipators”. *Applied Mechanics and Materials*, v. 376, pp. 279-283.

## POTENCIALIDADES DO PROGRAMA LID TTT NO ESTUDO DE CASO DE PORTO ALEGRE, RS BRASIL

1<sup>er</sup>. Marostica, S.D., 2<sup>do</sup>. Yonegura, V.B., 3<sup>er</sup>. Domeneghini, J. e 4<sup>er</sup>. Silveira, A.L.L.

Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS, Porto Alegre, RS, Brasil  
saramarostica@gmail.com<sup>1</sup>, projetobyvaleria@gmail.com<sup>2</sup>, jennidomeneghini@gmail.com<sup>3</sup> e andre.iph@ufrgs.br<sup>4</sup>.

### RESUMO

O processo de urbanização das cidades acarretou inúmeras alterações ambientais e modificou o ciclo hidrológico local. Uma nova alternativa para auxiliar na melhoria do equilíbrio ambiental dos espaços construídos são os dispositivos LID (*Low Impact Development*). Isso se torna possível por intermédio de dispositivos elaborados para aumentar a infiltração da água pluvial no solo e reduzir o escoamento superficial das áreas construídas. Essa pesquisa tem como objetivo apresentar os principais dispositivos ligados ao conceito LID e uma atividade prática de análise de drenagem urbana sustentável no CEASA (Central Estadual de Abastecimento), no município de Porto Alegre, Rio Grande do Sul, Brasil. A escolha deste estudo de caso consiste primeiramente na verificação do estado atual da área, quanto à sua drenagem e posteriormente, propõem uma nova análise sustentável, ambas utilizando o *software* LID TTT. Pretende-se com o auxílio deste artigo desenvolver uma proposta com aplicação de ferramentas de desenvolvimento de baixo impacto denominadas LID fornecidas pelo programa para minimizar o custo do gerenciamento de águas pluviais em espaços construídos e impulsionar um novo foco sustentável no sistema de drenagens urbanas.

### ABSTRACT

The urbanization process of cities has resulted in numerous environmental changes and modified the local hydrological cycle. A new alternative to help improve the environmental balance of built spaces are LID (*Low Impact Development*) devices. It is possible through devices designed to increase the infiltration of rainwater into the soil and reduce surface runoff from built-up areas. This research aims to present the main devices linked to the LID concept and a practical activity of sustainable urban drainage analysis at CEASA (Central Estadual de Abastecimento), in the municipality of Porto Alegre, Rio Grande do Sul, Brazil. The choice of this case study consists first of verifying the current state of the area, regarding its drainage and later, proposing a new sustainable analysis, both cases using the *software* LID TTT. It is intended with the help of this article, to develop a proposal with the application of low impact development tools denominated LID provided by the program to minimize the cost of rainwater management in built spaces and advance a new sustainable focus on the urban drainage system.

**PALAVRAS-CHAVE:** desenvolvimento de baixo impacto; LID; drenagem urbana sustentável.

## INTRODUÇÃO

A urbanização das cidades é acompanhada pela expansão das construções impermeáveis, telhados e pavimentação, compactação de solo e modificação ou retirada da vegetação. Como consequência, a evapotranspiração e a recarga de águas subterrâneas diminuem, enquanto erosão nos córregos e a carga de poluentes nos ecossistemas a jusante aumentam, causando o declínio dos habitats e a piora nos ambientes construídos das cidades (Bean *et al.*, 2007; Elliot e Trowsdale, 2007).

No entanto as abordagens tradicionais de drenagens urbanas tem caracterizado pouco efeito no tratamento da erosão das inundações e enchentes localizadas nas urbanizações e espaços construídos. Tais limitações despertaram o interesse de pesquisadores e técnicos em soluções baseadas na natureza, ou infraestrutura verde, para alcançar uma mitigação mais abrangente dos impactos que a urbanização tem causado no ciclo hidrológico (Chocat *et al.*, 2001; Delleur, 2003).

Partindo desta premissa, essas soluções naturais usam controles de Desenvolvimento de Baixo Impacto (LID), que podem imitar a hidrologia de pré-desenvolvimento, para gerenciar e tratar águas pluviais urbanas de maneira distribuída. A abordagem da Ferramenta de Treino de Tratamento de Desenvolvimento de Baixo Impacto (*Low Impact Development Treatment Train Tool - LID TTT*) foi desenvolvida em conjunto pela *Lake Simcoe Region Conservation Authority (LSRCA)*, *Credit Valley Conservation (CVC)* e *Toronto and Region Conservation Authority (TRCA)*, com o intuito de auxiliar e programar práticas mais sustentáveis de planejamento e de manejo de águas pluviais. Ademais, a ferramenta é construída com base no modelo SWMM5 (*Storm Water Management Model*). O objetivo do *software* LID TTT é apresentado para analisar volumes de escoamento anual e por eventos, além de quantificar a remoção de cargas poluentes, usando as técnicas de Melhores Práticas de Manejo (*Best Management Practices - BMPs*) e de Desenvolvimento de Baixo Impacto (*Low Impact Development - LID*).

As técnicas BMP vêm sendo usadas nos Estados Unidos e Canadá desde 1949 para descrever um tipo de prática ou abordagem estruturada usada para prevenir poluição, sobretudo quanto à gestão de terras agrícolas. Buscava-se a restauração de solos, manutenção de sua estrutura para maior preservação dos córregos e assim, garantir o abastecimento de água potável. A definição de BMP amadureceu como um termo inerente à prevenção à poluição, que engloba práticas operacionais ou processuais. Na drenagem urbana, o termo trata da gestão do manejo de águas residuais. Para sua aplicação específica na gestão de águas pluviais, o EPA (*Environmental Protection Agency*) definiu que um BMP incluiria uma técnica, processo, atividade ou estrutura que reduzem os poluentes na descarga de águas pluviais, podendo ser implementado individualmente ou em conjunto para maximizar sua eficácia. Desta forma, são vinculados métodos não estruturais como por exemplo a boa limpeza e manutenção preventiva, com implantação de métodos estruturais, como sistemas de biorretenção ou infraestrutura verde (Fletcher *et al.*, 2015), a fim de se prevenir os ambientes construídos de forma sustentável.

Os desenvolvedores e técnicos definem LID como uma estratégia de gerenciamento de águas pluviais que procura mitigar os impactos do aumento do escoamento e da poluição destas águas, gerenciando o escoamento mais próximo possível de sua fonte hídrica. Segundo Fletcher *et al.* (2015), a abordagem LID é mais usada na América do Norte e Nova Zelândia. Estas práticas podem efetivamente remover nutrientes, além de reduzirem o volume e a intensidade dos fluxos das águas urbanas. Essa técnica de Desenvolvimento Sustentável busca minimizar custos do gerenciamento de águas pluviais, através da construção de uma hidrologia “natural” baseada nas características do local, com uso de medidas de controle integradas. As tradicionais soluções de final de captação, ou os grandes sistemas de detenção são desencorajados, buscando abordagens que incentivem uma paisagem hidrológica mais equilibrada, próxima da hidrologia natural de pré-desenvolvimento. Estes sistemas tradicionais são substituídos por dispositivos de tratamento de água como sistemas de biorretenção, telhados verdes e valas, inseridos no próprio local ou próximos da fonte de escoamento. Dentro desse contexto, o presente trabalho elabora uma revisão sobre os dispositivos de baixo impacto

considerando as alterações geradas pelas urbanizações e o ambiente construído, e aplica as técnicas LID em um estudo de caso de Porto Alegre-Brasil, como uma alternativa na melhoria do equilíbrio ambiental das urbanizações das cidades.

## DISPOSITIVOS DE DESENVOLVIMENTO DE BAIXO IMPACTO - LID








A naturalização do ciclo hidrológico utilizando layout local e medidas de controle integradas de baixo impacto promovem melhores condições urbanísticas no ambiente construído e nas paisagens. Com o intuito de aumentar a infiltração do solo e melhoria do equilíbrio hidrológico, as tecnologias de gerenciamento de águas pluviais foram classificadas em duas categorias, sendo as tecnologias baseadas em infiltração e tecnologias baseadas em retenção (Fletcher *et al.*, 2013).


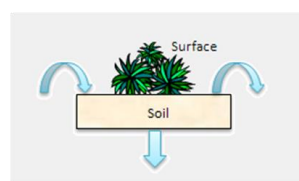
As técnicas baseadas em infiltração usadas no LID abrangem valas, valas de infiltração, bacia, sistemas de biorretenção não revestidos (jardins de chuva), filtros de areia e pavimentos porosos (ou permeáveis) e, segundo Eckart *et al.* (2017), dependem muito das condições do local onde serão implantadas. As técnicas de retenção das águas pluviais do LID incluem *wetlands*, *ponds*, telhados verdes e coleta da água da chuva em tanques ou bacias de armazenamento, retendo as águas pluviais e reduzindo o escoamento superficial, (Eckart *et al.*, 2017), ressaltando que para alcançar com o sucesso o regime mais próximo do fluxo natural é necessário uma combinação de técnicas baseadas em retenção e infiltração.

Entre os dispositivos inovadores para projetos de drenagem sustentável, (Figura 01) destacam-se bacias de biorretenção para armazenamento de águas pluviais, telhados verdes, valas vegetadas, jardins de chuva, telhados verdes, pavimentos permeáveis, com adoção de estruturas que proporcionem as áreas edificadas a redução da água pluvial. Estes dispositivos estão consolidados com suas descrições e funções na Figura 01, a partir de Eckart *et al.* (2017), Cerqueira (2012), Silveira (2002) e STEP (2018).

CLASSE	DISPOSITIVO	DEVICE	IMAGEM
(1)	Bacias de Amortecimento	<i>Wetlands</i>	 <p>Fonte:(STEP,2018).</p>
(2)	Bacias de Detenção	<i>Detention Basins</i>	 <p>Fonte:(STEP,2018).</p>
(3)	Bacias de Retenção	<i>Retention Basins</i>	 <p>Fonte:(STEP,2018).</p>



(4)	Caminhos Verdes	<i>Green Ways</i>	 <p>Fonte:(STEP,2018).</p>
(5)	Jardim de Chuva	<i>Rain Garden / Water Garden</i>	 <p>Fonte:(STEP,2018).</p>
(6)	Biorretenção /Jardim de Infiltração	<i>Vegeted Infiltration Swale or Bioretention Cell</i>	 <p>Fonte:(STEP,2018).</p>
(7)	Pavimento Permeável	<i>Pervious Surface / Permeable Paving</i>	 <p>Fonte:(STEP,2018).</p>
(8)	Telhados Verdes	<i>Green Roofs</i>	 <p>Fonte:(STEP,2018).</p>
(9)	Trincheiras de Infiltração	<i>Infiltration Trench</i>	 <p>Fonte:(STEP,2018).</p>
(10)	Valas de Infiltração / Biovaleta	<i>Swales of Infiltration</i>	 <p>Fonte:(STEP,2018).</p>

(11)	Paisagens	<i>Landscape</i>	 <p>Fonte:(STEP,2018).</p>
(12)	Faixas Gramadas / Tiras de Filtro Vegetal	<i>Vegetated Filter Strips / Buffer Strips</i>	 <p>Fonte:(STEP,2018).</p>

**Figura 1.** Dispositivos utilizados no Desenvolvimento de Baixo Impacto LID.

Fonte: Elaborada pelos autores.

As Bacias de Amortecimento ou *Wetlands* (1), são áreas no entorno de cursos d'água que são utilizadas como amortecimento para o sistema de drenagem (Cerqueira, 2012), tendo a finalidade de absorver o volume de água proveniente do transbordamento de um rio, lago ou canal.

As Bacias de Detenção ou *Detention Basins* (2), são reservatórios mantidos secos na maior parte do tempo, os quais recebem outros usos nos períodos de tempo seco. Reduzem os picos de cheia à jusante, através do armazenamento temporário das águas pluviais (Cerqueira, 2012).

As Bacias de Retenção ou *Retention Basins* (3), são reservatórios onde é mantida lâmina d'água mesmo nos períodos de tempo seco, reduz os picos de cheia à jusante, através do armazenamento das águas pluviais e também utilizados como espelho d'água (Cerqueira, 2012).

Os Caminhos Verdes ou *Green Ways* (4), consideradas as vias verdes para pedestres e ciclistas sem pavimentação, semelhantes a parques públicos utilizados para transportes, aumentam a proporção de áreas verdes permeáveis e melhoram a qualidade de vida.

Os Jardins de Chuva ou *Rain Garden / Water Garden* (5), são jardins ornamentais implantados em estruturas preparadas para absorver água e promover a infiltração desta no solo (Cerqueira, 2012). Diminuem o volume do escoamento superficial e aumentam a proporção de áreas verdes nas cidades.

As técnicas de Biorretenção ou Jardim de Infiltração, *Vegeted infiltration Swale or Bioretention Cell* (6), são áreas rebaixadas que reduzem e retardam o fluxo de pico do escoamento de águas pluviais no local onde implantado, atuando de modo semelhante às bacias naturais. Capturam o escoamento, incentivam a infiltração, promovendo a evapotranspiração, a recarga das águas subterrâneas, além de reduzir a carga de poluentes que chegaria aos canais e rios (Eckart *et al.*, 2017).

Os Pavimentos Permeáveis ou *Pervious Surface/Permeable Paving* (7), são pavimentos que agem no controle do pico e volume do escoamento superficial, no controle da poluição difusa e, quando infiltram a água no solo, promovem a recarga de águas subterrâneas (Silveira,2002).

Os Telhados verdes ou *Green Roofs* (8), são telhados cobertos total ou parcialmente com vegetação sobre membranas de impermeabilização de alta qualidade. Contribuem com o aumento de áreas permeáveis no ambiente urbano, reduz o escoamento das águas pluviais e o custo de energia, prolongam a vida útil dos telhados, entre outros benefícios (Eckart *et al.*, 2017, Getter & Rowe, 2006; Carter & Butler, 2008).

As Trincheiras de Infiltração ou *Infiltration Trench* (9), têm a propriedade de armazenar pequenos volumes enquanto as águas pluviais são infiltradas no solo (Cerqueira, 2012). Ampliam a área permeável, infiltra água no solo e contribuem para a diminuição do escoamento superficial das águas pluviais.

Valas de Infiltração ou biovaletas, *Swales of Infiltration* (10), são valas ou canais rasos abertos, com declives laterais suaves e vegetação resistente às inundações. Elas transportam, controlam e melhoram a qualidade das águas pluviais pela infiltração, sedimentação e filtração. Substituindo ou contribuindo com o escoamento dos meios-fios e sarjetas tradicionais usadas em ambientes urbanos (Eckart *et al.*, 2017).

As Áreas de paisagens ou *Landscape* (11), são constituídos pela área de terra coberta principalmente por gramado ou grama cortada e muitas vezes com uma inclinação uniforme (STEP, 2018). Esse dispositivo é capaz de proporcionar belas paisagens nas cidades e a melhoria da qualidade de vida para a sociedade.

Por fim, as Faixas de grama ou Tiras de Filtro Vegetal, *Veg filter* (12), são concebidas para desacelerar e infiltrar parcialmente escoamentos laminares provenientes das superfícies impermeáveis urbanas (Silveira, 2002), como estacionamentos e outras superfícies.

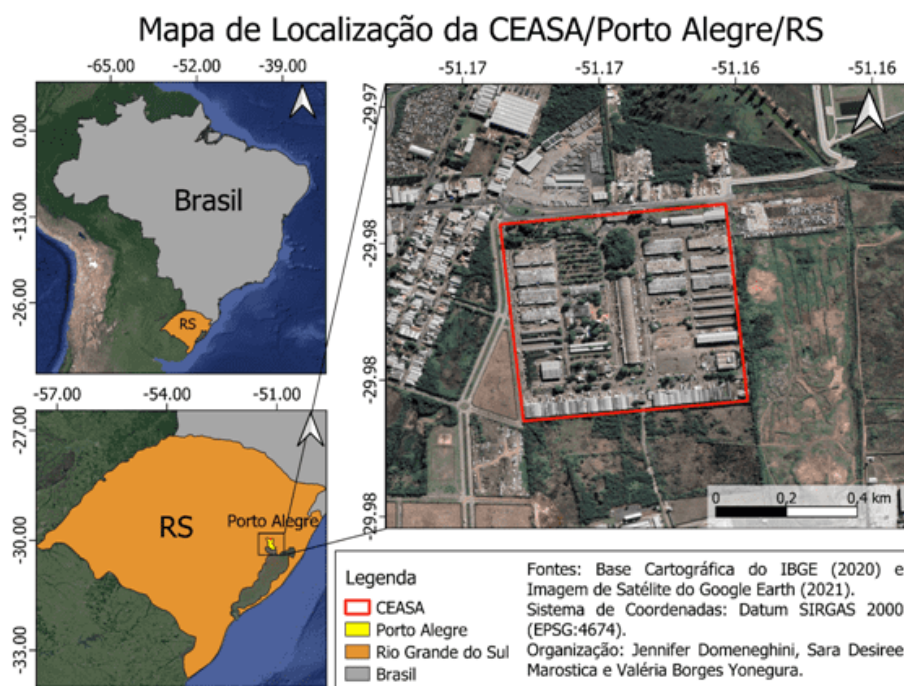
Ao longo dos últimos anos, vêm sendo utilizados estes dispositivos para melhorar a drenagem urbana das cidades. Assim, como todo sistema de drenagem, o Desenvolvimento de Baixo Impacto LID, possui pontos positivos como aumento da infiltração da água no solo, retenção da água pluvial em espaços construídos e criação de áreas de lazer e paisagístico para as cidades urbanizadas. Além disso, de uma forma geral, a implantação de algumas técnicas LID não possuem custo elevado, portanto ao se realizar uma análise de área urbana, o LID apresenta uma boa relação de custo-benefício.

## METODOLOGIA

Visando alcançar os objetivos deste trabalho, segue abaixo a descrição dos processos metodológicos que foram adotados na pesquisa.

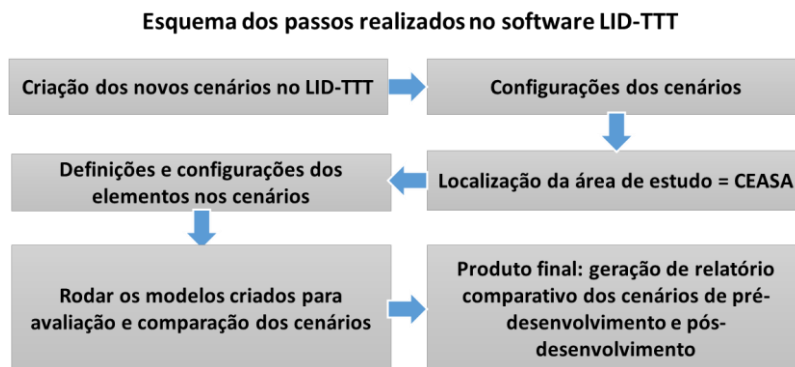
A área para estudo, a Central Estadual de Abastecimento (CEASA), apresenta-se em zona urbana (Figura 2), no município de Porto Alegre/RS. A metodologia consistiu em três etapas: (i) definição da área de estudo, na qual a área é localizada dentro do software LID TTT por imagem de satélite do Google, para a criação da análise existente da área de estudo - CEASA; (ii) criação do mapa atual e do mapa com o novo artefato sustentável para a área de estudo, verificando mudanças na drenagem pluvial para as melhorias do local; (iii) processamento de relatório da área no software LID TTT, analisando os dois estudos propostos.

O mapa utilizado para análise foi georreferenciado do Google Maps inserido dentro do software LID TTT, com auxílio da topografia extraída de imagem de satélite, posteriormente processada e importada do QGIS 3.22.0, para a determinação de quais locais seriam mais adequados conforme a topografia para a implantação dos recursos do LID.



**Figura 2.** Implantação da área da CEASA. Fonte: Elaborado pelos autores no QGIS 3.22.0, com base cartográfica do IBGE (2020) e imagem de satélite do Google Earth (2021).

Para realizar a análise foram necessárias a criação de dois cenários no software, pré-desenvolvimento e pós-desenvolvimento do produto apresentado, utilizando a mesma área de estudo. O pré-desenvolvimento engloba a área em seu estado atual, ou seja, sem modificações. Enquanto no cenário de pós-desenvolvimento, são aplicadas as técnicas de LID para a área que atendam ao objetivo final.



**Figura 3.** Etapas do Processo Metodológico adotado no Software LID TTT. Fonte: Elaborada pelos autores.

As etapas simplificadas do método adotado para o Software LID TTT (Figura 3) foram divididas em 6 etapas. Na primeira etapa, foram elaboradas duas simulações de cenários da área de pesquisa de acordo com os requisitos do software LID TTT. Na segunda etapa, foram realizadas configurações para cada um dos cenários com o nome e título do projeto e a definição de qual tipo de cenário (pré ou pós desenvolvimento). Na terceira etapa, foi realizada a localização do estudo de caso para análise (CEASA,RS-BRASIL). Na quarta etapa foram definidos critérios de configuração e desenvolvimento dos cenários incluindo o tipo e distribuição da tempestade (média anual ou evento de tempestade), definições da profundidade total da chuva em mm, a duração em horas e o controle de volume de escoamento/mm. Na quinta etapa, foram simulados os dois cenários para o processamento dos relatórios no *software* LID TTT, em que foram calculadas as medidas quantitativas em relação ao pré e pós-desenvolvimento da área. Por fim, buscou-se analisar os dois cenários gerados pelo software através de relatório comparativo de pré e pós desenvolvimento apresentando o produto final com dispositivos sustentáveis de baixo impacto para averiguação se a meta de controle de redução do escoamento foi atingida após a implantação do LID.

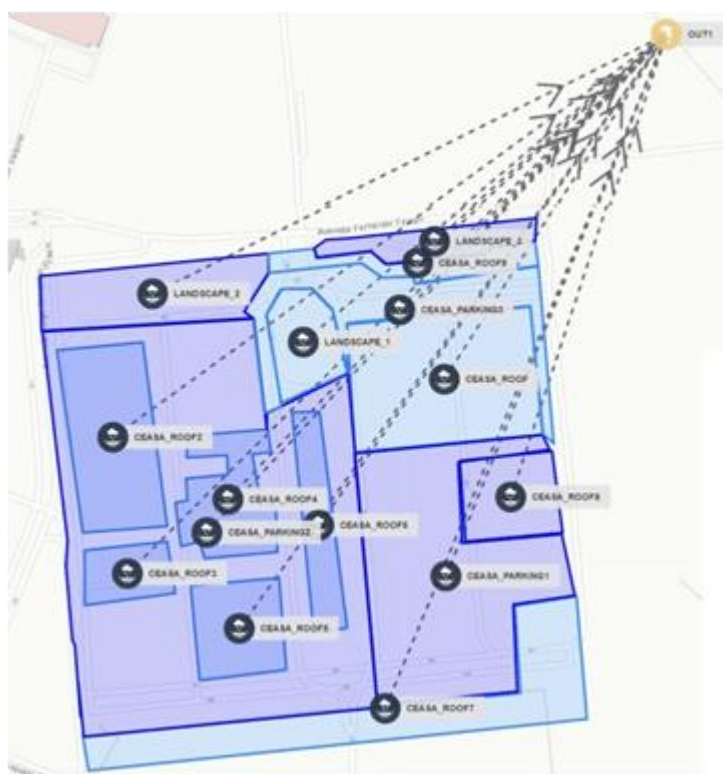
Na pesquisa adotou-se o evento de tempestade com os mesmos dados de pré e pós desenvolvimento entre os dois cenários, com exceção do controle do volume de escoamento devido a aplicação dos dispositivos LID na etapa de pós-desenvolvimento. Os dados foram definidos a partir de parâmetros de drenagem urbana pluvial da cidade de Porto Alegre seguindo a profundidade total de chuvas de 27 mm com duração de 4 horas sem intervalos. A distribuição da tempestade foi usada sobre critérios da SCS (*Storm Distribution Select*) e o controle de volume de escoamento pluvial com meta de redução de profundidade da chuva de 25mm no pré-desenvolvimento e pós-desenvolvimento.

Na criação do cenário de pré-desenvolvimento foram aplicados dispositivos já existentes no local, de acordo com diagnóstico das características do estudo de caso em análise. Em contrapartida, no cenário pós-desenvolvimento foram aplicados dispositivos LID para o controle do potencial de chuvas, em conformidade com o manual do software (STEP, 2018). Por fim, com o desenvolvimento dos dois cenários projetados, foram gerados os relatórios pelo programa para análise dos dispositivos de aplicação das técnicas LID, seus benefícios e desvantagens no controle potencial de chuvas para o estudo de caso do CEASA, RS, BRASIL. Partindo desta premissa, a análise apresentada nos resultados e discussão foi obtido através da aplicação das técnicas LID no estudo de caso.

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

No cenário atual, assim como no de pós-desenvolvimento, foram utilizados dados relacionados ao controle de profundidade da chuva e meta de redução de 25 mm. No estado atual é possível constatar que a região é limitada apenas por um coletor geral pluvial e este acaba recebendo uma contribuição muito grande de águas urbanas, causando muitos problemas de alagamento e uma necessidade de reforma do sistema de drenagem urbana, o qual não é favorecido pela topografia do local. No uso desta metodologia para a área do CEASA, foi possível incrementar o potencial de drenagem urbana através de sistemas sustentáveis, com o uso de ferramentas LID e de BMP disponibilizadas pelo *software*.

Atualmente, a capacidade de drenagem deste espaço é inadequada, não sendo suficiente para o local, em decorrência da baixa captação nas redes de galerias pluviais, as quais deságuam somente no canal Coletor Geral chamado 'CB6'. O alvo de redução do espaço de escoamento sugerido pelos autores foi composto por uma área de 4.774,00m<sup>2</sup> que delimita o estudo de caso (Figura 4).



**Figura 4.** Implantação da área de pré-desenvolvimento do CEASA.  
Fonte: Adaptado pelos autores no software LID TTT.

O controle de escoamento fornecido pelo relatório do software no pré-desenvolvimento foi de 1.808,44m<sup>3</sup>, referentes às três áreas de 'landscape' existentes do local. Estas delimitações permitiram que uma pequena área do escoamento fosse drenada pelas áreas de paisagens, captando uma parcela do escoamento pluvial existente. Pode-se adicionar que no primeiro estudo, não foi possível ter um volume e controle de escoamento tratado, devido à análise de pré-desenvolvimento não possuir nenhum componente sustentável que buscasse minimizar as práticas desses fluxos de detenção das águas urbanas, conforme imagem.

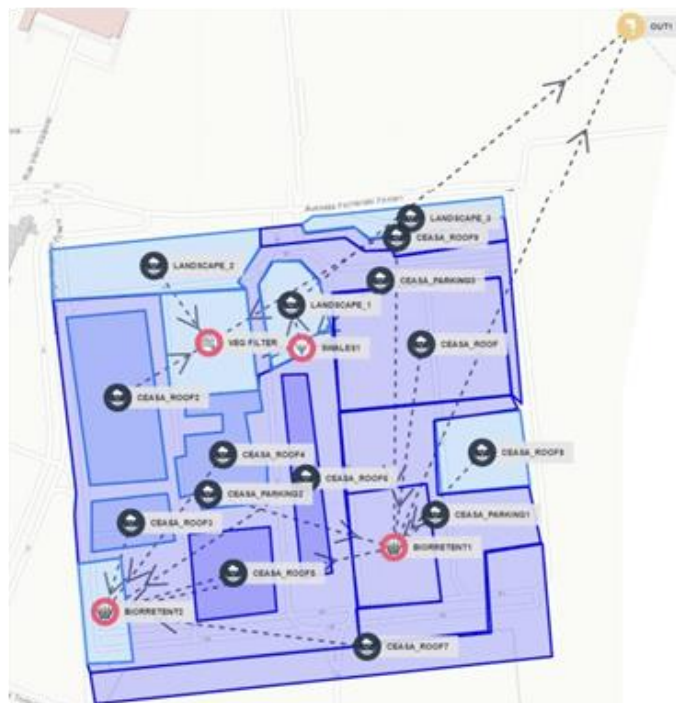
Após o desenvolvimento do mapa existente do Ceasa, foi elaborado o projeto de pós-desenvolvimento da área no software. Os itens que foram adicionados ao novo layout foram os relacionados à Biorretenção, com a criação de telhados verdes denominados de 'CEASA\_ROOFX'.

Estes foram disponibilizados em nove locais, nos telhados dos maiores galpões do Ceasa, onde serviram para captar a água da chuva com sistema de armazenamento, tornando-se filtros naturais com as plantas e a terra.

Para a melhor distribuição da água dos telhados verdes, foram disponibilizadas as chamadas valetas de biorretenção, localizadas no projeto de pós-desenvolvimento como 'BIORRETENT1' e 'BIORRETENT2'. As áreas em questão ficaram dispostas em locais com cota de nível mais baixa do terreno para o melhor escoamento pluvial do local. Em adição, (conforme o manual do software LID TTT), as características das áreas de biorretenção devem se localizar no projeto como áreas de depressões superficiais escavadas que contêm vegetação cultivada em uma mistura de solo projetada com cobertura morta, colocada acima de um leito de drenagem de cascalho.

Assim, controla-se a quantidade de água com a retenção na superfície ou no subsolo, infiltração total ou parcial no solo nativo e a evapotranspiração do local. Além do mais, referindo-se ao mapa de pós-desenvolvimento, foi criada uma vala vegetada 'SWALES1', localizada no acesso principal do projeto, ao lado da 'landscape1'. Nesse caso das valas vegetadas, verificou-se que essa técnica pode promover uma melhor drenagem no solo, para facilitar o escoamento da área destinada. Por fim, ocorreu a criação da área 'veg\_filter' que seriam as tiras de filtro vegetal ou tiras de proteção que fornecem uma infiltração adicional para fluxos de folhas que saem de uma área de captação.

Para a execução deste item foi analisado se a área possuía os requisitos para tal. Segundo o manual do software LID TTT "a área deveria geralmente ser mais larga (maiores que 5 m) na sua extensão e possuir áreas com vegetação de declive suave". Partindo deste princípio, a vegetação existente foi mantida na área e as tiras de proteção serviram para reduzir o risco de erosão e ajudar a evitar que o escoamento superficial se concentrasse. Na projeção do projeto de pós-desenvolvimento final (Figura 5), foi constatado que a área de volume de controle de escoamento fornecido resultou em 8.891,89m<sup>3</sup>, com isto o valor de escoamento fornecido para a área foi relativamente maior com as ferramentas LID.



**Figura 5.** Implantação da área de pós-desenvolvimento do CEASA.

Fonte: Adaptado pelos autores no Software LID TTT.

Além disso, observou-se um aumento no controle do potencial das chuvas, no projeto inicial de pré desenvolvimento a redução de águas da chuva era de 14,08%. Após a implementação das técnicas LID no projeto de pós desenvolvimento a redução de águas pluviais aumentaram para

68,76%, melhorando o controle de drenagem do CEASA através de práticas sustentáveis. Para melhor visualização segue abaixo a tabela 1, com a comparação dos dois estudos com relação ao balanço hídrico, de acordo com o software LID TTT.

**Tabela 1.** - Comparação de Balanço Hídrico dos Cenários.

Estudos de Caso (Cenários)	Redução Volume Escoamento Fornecido [ m <sup>3</sup> ]	Redução Águas da Chuva [mm] %	V [mm]%
Pré - Desenvolvimento	1.808,44m <sup>3</sup>	14,08%	54,78%
Pós - Desenvolvimento	8.891,89m <sup>3</sup>	68,76%	

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

A análise das questões ambientais têm seguido a forma como as cidades evoluem e dado maior atenção às questões sustentáveis. Os estudos experimentais em espaços construídos permitem a avaliação dos impactos de drenagem pluvial visando favorecer soluções com potencialidades ambientais como mostrado através dos dispositivos de desenvolvimento de baixo impacto.

Verificou-se claramente uma relação de sustentabilidade entre o sistema de drenagem e a área de estudo, utilizando das ferramentas LID para local de intervenção. Além disso, outros benefícios com os dispositivos sustentáveis poderiam ser possíveis no espaço construído como mostrado no estudo de caso, com a melhoria na qualidade do espaço e a saúde ambiental da região que teria riscos reduzidos de sofrer alagamentos.

Através dos dados obtidos na análise do CEASA, mostraram que a ferramenta é de grande valia para estudantes e planejadores. Em adição, notou-se que o desempenho do software foi satisfatório. Concluindo, foi verificado a partir do uso do software que melhorias como a adoção do uso de telhados verdes, biorretenção, valas vegetadas e tiras de filtro vegetal, aumentaram a área permeável e vegetada. Desta forma, contribui-se com o sistema de drenagem urbana existente no local, potencializando o fluxo da drenagem urbana. Por fim, essa análise contribui para a possibilidade de criação de projetos sustentáveis como do estudo de caso apresentado, que visem à melhoria dos ambientes construídos utilizando-se da metodologia abordada, e sendo replicado em outros contextos tornando-se muito útil na esfera do planejamento urbano e infraestrutura ambiental.

## AGRADECIMENTOS

Agradecimento à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio financeiro e a Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS).

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bean, E.Z., Hunt, W.F., Bidelspach, D.** (2007). Field survey of permeable pavement surface infiltration rates. *J. Irrig. Drain. Eng.*, ASCE 133 (3), 249–255. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9437\(2007\)133:3\(249\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9437(2007)133:3(249)).
- Carter, T., & Butler, C.** (2008). Ecological impacts of replacing traditional roofs with green roofs in two urban areas. *Cities and the Environment*, 1(2), 1-17.
- Cerqueira, L. F. F., & Pimentel da Silva, L.** (2016). Methodological Proposal for Redesigning Informal Communities Constructing Resilience in Hydrological Stress Conditions. *Ambiente & Sociedade (Online)*, 19 (1), 43-62.

- Chocat, B., Krebs, P., Marsalek, J., Rauch, W., Schilling, W.** (2001). Urban drainage redefined: from stormwater removal to integrated management. *Water Sci. Technol.* 43, 61–68. <https://doi.org/10.2166/wst.2001.0251>.
- Delleur, J.W.** (2003). The evolution of urban hydrology: past, present, and future. *J. Hydraul. Eng.* 129, 563–573. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2003\)129:8\(563\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2003)129:8(563)).
- Fletcher, T. D.; Shuster W.; Hunt W. F.; Ashley R.; Butler D.; Arthur S.; Trowsdale S.; Barraud S.; Semani-Davies A.; Bertrand-Krajewski J-L.; Mikkelsen P. S.; Rivard G.; Uhl M.; Dagenais D. & Viklander M.** (2015). “SUDS, LID, BMPs, WSUD and more – The evolution and application of terminology surrounding urban drainage”, *Urban Water Journal*, 12:7, 525-542, DOI:10.1080/1573062X.2014.916314
- Eckart, K.; McPhee, Z., Bolisetti, T.** (2017). “Performance and implementation of low impact development - A review.” *Science of The Total Environment*, 607-608, 413-432, DOI: 10.1016/j.scitotenv.2017.06.254
- Elliott, A.H., Trowsdale, S.A.** (2007). A review of models for low impact urban stormwater drainage. *Environ. Modell. Softw.* 22 (3), 394–405. <https://doi.org/10.1016/j.envsoft.2005.12.005>.
- Getter, K. L., Rowe, D. B.** (2006). The Role of Extensive Green Roofs in Sustainable Development. *Horts Science*, 41(5), 1276-1285.
- Silveira, A.L.L.** (2002). Apostila: Drenagem Urbana: aspectos de gestão. 1ª (ed.) Curso preparado por: Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul e Fundo Setorial de Recursos Hídricos (CNPq).
- Sustainable Technologies: Evaluation Program - STEP.** (2018). LOW IMPACT DEVELOPMENT TREATMENT TRAIN TOOL, “SOFTWARE LID TTT”. Disponível em: <<https://sustainabletechnologies.ca/lid-ttt/>> Acesso em: 20 set. 2021.



## AVALIAÇÃO DAS CONDIÇÕES OPERACIONAIS DE UMA REDE DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA COM O USO DO SOFTWARE EPANET 2.0

1° Isabella Fillus<sup>1</sup>, 2° Joice Cristini Kuritza<sup>1</sup>, 3° Mariane Kempka<sup>1</sup>, 4° Pedro Guido<sup>2</sup>, 5° Guilherme Santanna Castiglio<sup>2</sup>, 6° Raynner Menezes Lopes<sup>3</sup>, 7° Mauricio Dai Pra<sup>2</sup>, 8° Leandro do Espírito Santo Soares<sup>4</sup>, 9° Tiago Neumann Kuk<sup>5</sup>, 10° Marcelo Giulian Marques<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Brasil

<sup>2</sup>Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

<sup>3</sup>Universidade Federal do Pará, Brasil

<sup>4</sup>DAE - Departamento de Água e Esgotos, Sant'Ana do Livramento

<sup>5</sup>Companhia de Saneamento do Paraná

isabellafillus@hotmail.com, joicekuritza@professores.utfpr.edu.br, marianekempka@professores.utfpr.edu.br, pedroguido33@hotmail.com, guilhermecastiglio@gmail.com, raynnerlopes@ufpa.br, mdaipra@gmail.com, leandro.es.soares@gmail.com, mgiulianm@gmail.com, tiagokuk@gmail.com

### RESUMO:

A rede de distribuição é parte do sistema de abastecimento de água (SAA) que tem por finalidade destinar água potável até seus consumidores em quantidade e pressões recomendadas. Os modelos de simulação hidráulica são úteis para compreender o funcionamento e corrigir inconsistências do sistema, além de permitirem a avaliação dos efeitos causados por modificações na operação das unidades e no consumo de água ao longo do tempo. O subsistema simulado nesta pesquisa é composto de captação subterrânea, bomba submersa e reservatório, a partir do qual a água é distribuída para a rede por gravidade. A simulação hidráulica foi desenvolvida considerando operação sem exportação de água, operação com exportação de água para o outro subsistema do SAA e operação com ampliação no consumo de água da rede. A avaliação das condições de pressão na rede foi realizada para verificar qual o nível mínimo que pode ser atingido no reservatório sem prejudicar as condições de pressão requisitadas pela NBR 12218 (ABNT, 2017). A simulação demonstrou que seria possível otimizar a utilização do reservatório sem prejudicar as condições de pressão mínima na rede, que são satisfeitas ainda que o nível de água no reservatório atinja 2,1 m e 2,3 m nos cenários sem e com exportação de água, respectivamente. Nas simulações com variação no consumo de água na rede, concluiu-se que as unidades que compõem o subsistema precisariam de intervenções, substituição ou ampliação, a partir do aumento de 40% no consumo de água.

### ABSTRACT:

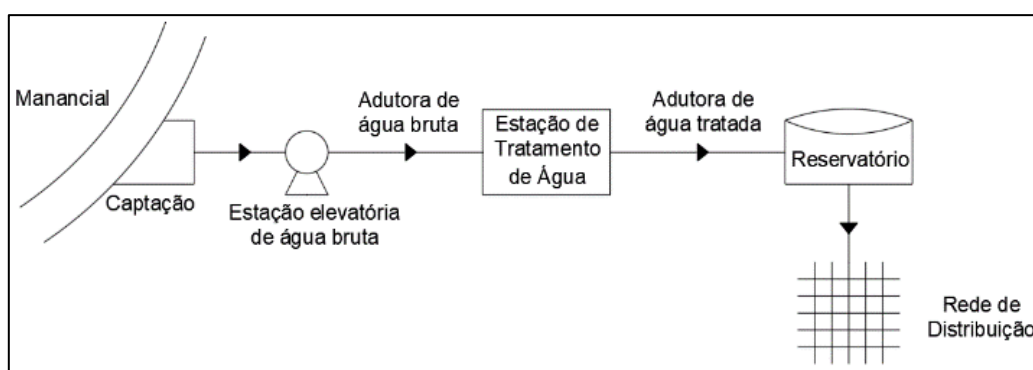
The water distribution network is part of the water supply system (WSS) and its purpose is to deliver potable water to its consumers in recommended quantities and pressures. Hydraulic simulation models are useful for understanding the operation and correcting inconsistencies in the system, in addition to allowing the evaluation of the effects caused by changes in the operation of the units and in the consumption of water over time. The subsystem simulated in this research is composed of underground capture, submerged hydraulic pump and upper reservoir, from which water is distributed to the network. The hydraulic simulation was developed considering operation without water export, operation with water export to the other subsystem of the SAA and operation with increased water consumption from the network. The evaluation of the pressure conditions in the network was carried out to verify the minimum level that can be reached in the reservoir without harming the pressure conditions required by NBR 12218 (ABNT, 2017). The simulation showed that it would be possible to expand the use of the reservoir without harming the minimum pressure conditions in the network, which are satisfied even if the water level in the reservoir reaches 2.1 m and 2.3 m in the scenarios without and with water export, respectively. In the simulations with variation in water consumption in the network, it was concluded that the units that make up the subsystem would need interventions, replacement or expansion, from the 40% increase in water consumption.

**PALAVRAS CHAVES:** abastecimento de água; simulação; otimização.

## INTRODUÇÃO

Com o crescimento das cidades e consequente aumento do consumo de água e de energia elétrica se faz necessário o aprimoramento tanto dos projetos, quanto da operação das diferentes unidades (Figura 1) que compõe os sistemas de abastecimento de água (SAA). No Brasil, em 2020, foram gastos mais de 12 TWh para operação desses sistemas, alcançando a marca de 0,73 KWh/m<sup>3</sup> (BRASIL, 2021).

Dentre as unidades que compõe os SAA, as estações elevatórias são as principais responsáveis pelo consumo de energia (GOMES, 2012), e sua operação está diretamente associada aos níveis de água nos reservatórios e, por conseguinte, às pressões encontradas na rede de distribuição.



**Figura 1.-** Modelo de sistema de abastecimento de água

Os reservatórios de distribuição são responsáveis pela regularização das variações entre as vazões de adução e de distribuição e pelo condicionamento das pressões na rede (ABNT, 1994). A rede de distribuição é parte do sistema de abastecimento formada por tubulações e acessórios, com a finalidade de destinar a água potável até seus consumidores, de forma contínua, em quantidade e pressões recomendadas, onde em qualquer ponto da rede a pressão dinâmica não deve ser menor que 10 m.c.a. (metros de coluna de água) e a pressão estática não deve ultrapassar 50 m.c.a (ABNT, 2017). Esse controle possibilita, entre outras coisas, reduzir vazamentos e a frequência de danos nas tubulações (PNCDA/DTA D1, 1999).

Considerando as restrições de pressão nas redes de distribuição, Souza (2019) destaca a importância dos modelos de simulação hidráulica para compreender o funcionamento e corrigir eventuais inconsistências do sistema de distribuição de água. Além disso, a simulação hidráulica permite avaliar as exportações de água de um subsistema para outro, verificando o efeito desse transporte para o controle das pressões na rede.

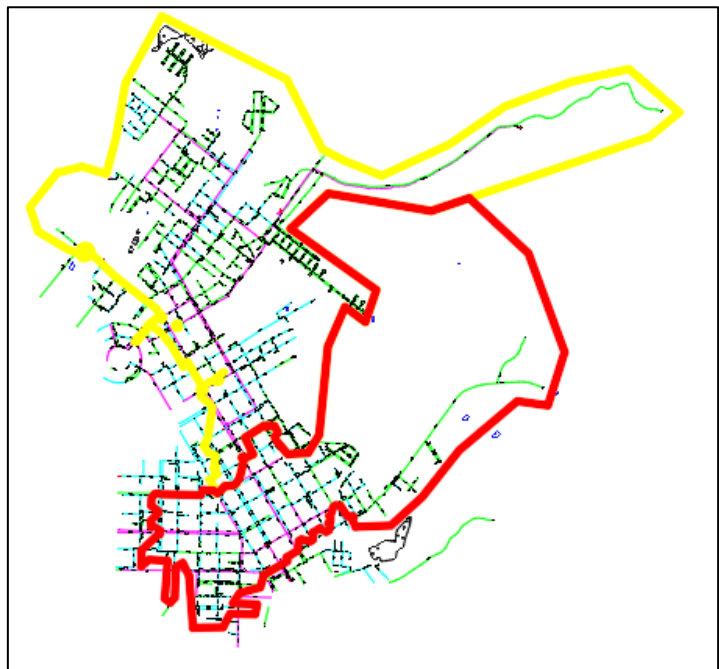
Nesse ínterim, diversas ferramentas computacionais estão disponíveis para a modelagem hidráulica de redes de distribuição. De acordo com Pedrosa *et al.* (2019), os *softwares* estão sendo amplamente utilizados como ferramenta na gestão operacional dos sistemas de distribuição de água, já que fornecem um acompanhamento dos parâmetros hidráulicos e do sistema de abastecimento.

De acordo com Silva (2008) e Rego (2007), dentre os programas de simulação hidráulica destaca-se o EPANET, desenvolvido pela US-EPA – *Environmental Protection Agency*, como uma ferramenta para entender o fluxo de água em sistemas de distribuição e pode ser usado para diversos tipos de aplicações como para projetar e dimensionar novas redes de água, modernizar infraestruturas existentes, otimizar operações de reservatórios e bombas, reduzir o consumo de energia, investigar problemas de qualidade da água (USEPA, 2019).

Diante do exposto, o objetivo desta pesquisa foi avaliar as condições operacionais de uma rede de abastecimento de água a partir da modelagem hidráulica, observando o efeito nas pressões a partir da variação do nível operacional do reservatório apoiado que abastece a rede, de modo a verificar se as condições de pressões atendem aos requisitos da norma brasileira.

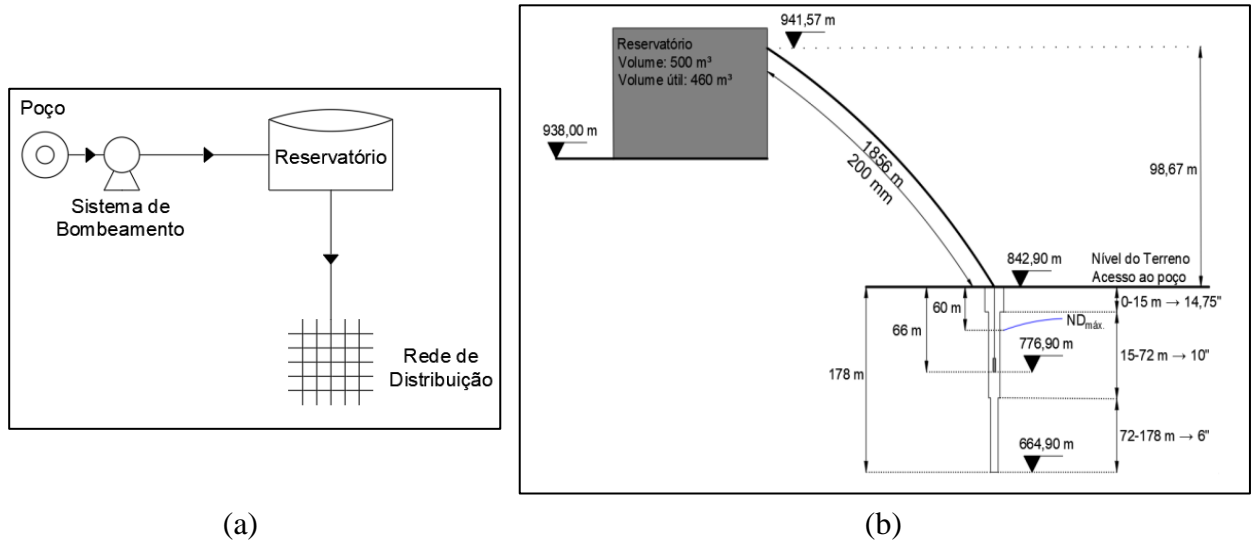
### METODOLOGIA

O SAA em estudo é composto por dois subsistemas, conforme apresentado na figura 2. A rede destacada em amarelo, escopo deste estudo, representa aproximadamente 35% da população do município e tem captação em manancial subterrâneo (poço tubular). O outro subsistema, representado em vermelho, é abastecido por captação em manancial superficial e, quando necessário, recebe água a partir da exportação do subsistema abastecido pelo poço.



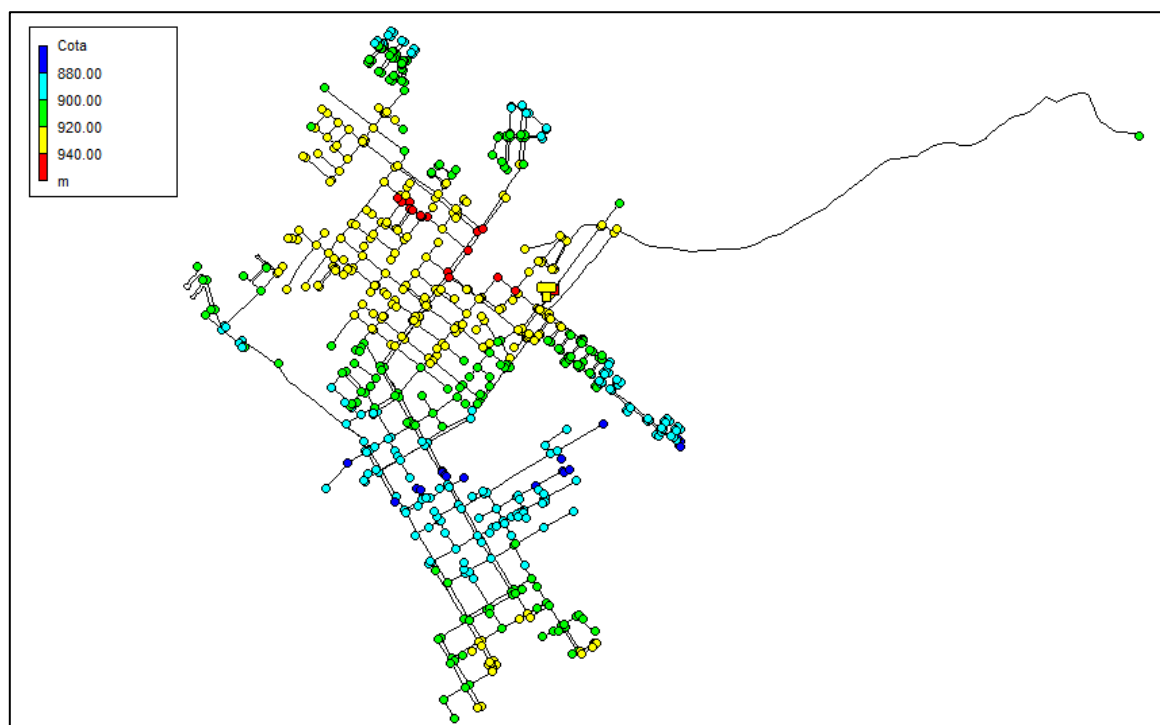
**Figura 2.-** Subsistemas do SAA estudado

O subsistema é composto de captação em poço tubular, bomba hidráulica submersa e reservatório do tipo apoiado, a partir do qual a água é distribuída por gravidade para a rede, como apresentado na figura 3a. Na figura 3b pode-se observar o detalhamento da captação subterrânea.



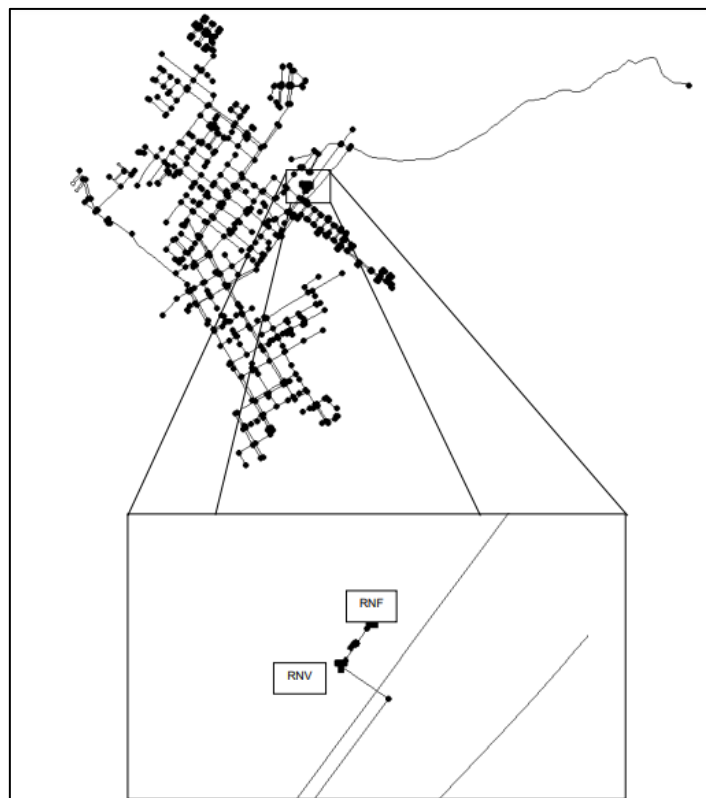
**Figura 3.-** Tipologia do sistema de abastecimento de água em estudo (a) – Detalhamento da captação subterrânea (b)

Os dados necessários para a realização da simulação hidráulica no *software* EPANET 2.0 foram fornecidos pela área operacional do SAA. Os dados de entrada foram as cotas do terreno, comprimentos, diâmetros e rugosidades das tubulações. A modelagem do sistema foi iniciada pela rede de distribuição, pois é a unidade com maior detalhamento por conta da quantidade de nós e tubulações. A área analisada foi redesenhada para que cada nó representasse a intersecção de tubulações. O consumo de água inserido em cada nó foi de 0,024 L/s, obtido a partir do consumo total de água dividido pelos 676 nós presentes na área simulada. A figura 4 apresenta a rede simulada no EPANET, com todas as cotas dos nós inseridas a partir das curvas topográficas do município.



**Figura 4.-** Rede de distribuição inserida no EPANET com cota dos nós

Além disso, na simulação, foi inserido um reservatório de nível fixo (RNF) como aporte de água, que representa o poço, onde o principal parâmetro a ser inserido é o nível de água e, em seguida, um reservatório de nível variável (RNV), onde foram inseridos o diâmetro do reservatório e os níveis máximo, mínimo e inicial. Na saída do RNF foi inserida uma válvula de retenção (CV), cuja função é manter sempre o mesmo sentido do escoamento, conforme orienta Rossaman (2009). Para modelar a entrada de vazão no RNV foi necessária a inserção de um sistema de adução em que um reservatório (RNF) de maior cota o abastece, a partir de um sistema de bombeamento, como destacado na figura 5, para posterior simulação hidráulica das diferentes condições operacionais destas unidades.



**Figura 5.-** Rede modelada no EPANET

A condição operacional atualmente praticada prevê a variação de nível de operação do reservatório de 0,45 m, com nível variando entre 3,57 m e 3,12 m. Nessa situação, o conjunto motobomba permanece ligado aproximadamente 16 horas por dia. Destaca-se que o desnível operacional praticado utiliza apenas 12% da capacidade do reservatório, o que indica possível subutilização da unidade e corrobora a importância da pesquisa.

A metodologia proposta avaliou as condições de pressão na rede de distribuição, variando o nível operacional do reservatório. Como a operação do sistema de bombeamento é por chave boia, ocorre acionamento e desligamento quando o reservatório atinge os níveis mínimo e máximo, respectivamente. A avaliação das condições de pressão na rede, para verificar qual o nível mínimo que pode ser atingido, sem prejudicar as condições de pressão requisitadas pela NBR 12218 (ABNT, 2017) foi realizada considerando 72 horas de funcionamento do sistema, para três cenários distintos: operação sem exportação de água; operação com exportação de água para o outro subsistema do SAA e operação com ampliação em até 50% no consumo de água da rede.

## RESULTADOS

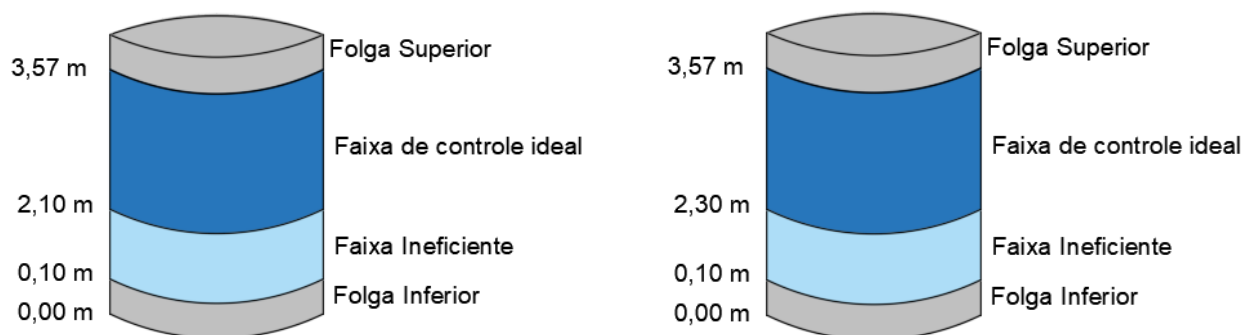
No primeiro cenário, o nível mínimo de operação para que a rede de distribuição atenda às pressões requisitadas pela NBR 12218 foi de 2,1 m, que representa desnível operacional de 1,47 m, ou seja, 41,1% da capacidade do reservatório. Nesse caso, foi verificada a operação da bomba por 14 horas diárias, com 3 acionamentos por dia. Além disso, foi observado que, nesse cenário, não haveria bombeamento durante o período de ponta, cuja tarifa de energia é mais onerosa.

Para o segundo cenário, a vazão de consumo total na rede passou a ser 18,74 L/s, com 2,43 L/s centralizados em apenas um dos nós, representando a exportação para o outro subsistema. Foi observado que, para atender às pressões exigidas pela NBR 12218, o nível de operação mínimo foi de 2,3 m, ou seja, nível operacional de 1,27 m ou 35,5% da capacidade do reservatório. Nesse caso,

a bomba se manteria em operação por 16 horas por dia, também com 3 acionamentos. Contrário ao cenário anterior, nesse caso, foi observado bombeamento durante o período de ponta.

Em uma tentativa de diminuir os custos de energia foi realizada nova simulação desse cenário, agora com restrição imposta para que a bomba não funcione no período de ponta, das 18 às 21 horas, contudo, foi observado que, atendendo essa restrição, os valores de pressão ficaram menores que os recomendados pela NBR 12218 em alguns nós. Deste modo, deve ser avaliado se essa programação para não funcionamento em horário de ponta durante os dias em que há exportação de água, ou seja, maior consumo, poderia ser aplicada.

Segundo Lacerda (2009), o reservatório deve ser sempre mantido em um nível vantajoso para a operação, com a faixa ótima em diferentes posições ao longo da operação. Quando o consumo está abaixo da média, é imprescindível que o reservatório esteja com seu nível elevado para que não ocorra o esvaziamento durante períodos de maior consumo. A faixa de controle ideal é onde o nível do reservatório deve ser mantido, para atender os objetivos operacionais. As faixas ineficientes são intervalos onde o nível de operação não contempla os objetivos e não atende à demanda. A folga entre os níveis máximos e mínimos é estabelecida para que o reservatório funcione com segurança, de acordo com o projeto. As figuras 6a e 6b expõe os resultados obtidos para o abastecimento da rede no cenário sem e com exportação de água.



**Figura 6.-** Resultados para os níveis do reservatório sem (a) e com exportação (b) de água para o subsistema adjacente ao estudado

A exportação de água entre subsistemas é uma prática comum em sistemas de abastecimento de água, no entanto, de acordo com Francato (2002), para proporcionar uma melhor eficiência operacional das redes, deve-se realizar uma setorização, para garantir um controle mais rigoroso dos sistemas, ação que contribui, por exemplo, para detectar com maior facilidade os pontos de vazamentos e solucionar de maneira mais eficiente problemas de pressões elevadas.

Já para o terceiro cenário, foram simulados aumentos de 10% a 50% no consumo de água na rede, importante para o planejamento de futuras ampliações ou reformas nas unidades do SAA. Os resultados para essa simulação estão apresentados na tabela 1, onde pode-se observar que o aumento no consumo de água implica em menor utilização da capacidade do reservatório e, também, maior tempo de funcionamento do conjunto motobomba.

**Tabela 1.-** Condições operacionais variando consumo de água

Situação	Consumo em cada nó [L/s]	Nível mínimo do reservatório [m]	Desnível operacional [m]	Utilização do reservatório [%]	Tempo de funcionamento [h/dia]
Atual	0,0240	2,1	1,47	41	14
Aumento 10%	0,0264	2,3	1,27	36	16
Aumento 20%	0,0288	2,6	0,97	27	16
Aumento 30%	0,0312	3,0	0,57	16	21
Aumento 40%	0,0336	3,3	0,27	8	21
Aumento 50%	0,0360	Maior que 3,57m	0	0	Maior que 24h/dia

As simulações demonstraram que as unidades que compõe o subsistema em estudo comportariam ampliação de até 30% no consumo de água. Para aumento de 40% no consumo, o nível mínimo para atender às pressões na rede foi de 3,3 m, com utilização de apenas 8% da capacidade de reserva e 21 h/dia de funcionamento do conjunto motobomba. Portanto, esse é o limite de ampliação de consumo que pode ser atendido pelos componentes do subsistema. Já no cenário de maior consumo, o reservatório seria ineficiente para atender as condições de pressão, pois o nível necessário seria maior que o nível máximo de água comportado. Ainda, nessa última condição, o volume de água bombeado seria insuficiente para atender à demanda, já que necessitaria operação maior que 24 h/dia.

## CONCLUSÕES

O escopo desta pesquisa foi a simulação hidráulica de um subsistema de abastecimento de água com objetivo de avaliar as condições operacionais da rede, especialmente as pressões mínimas e máximas previstas na NBR 12218 (ABNT 2017) a partir das variações de nível do reservatório apoiado que abastece essa rede por gravidade.

As simulações foram realizadas no *software* EPANET 2.0, considerando três cenários distintos, primeiro com abastecimento apenas da rede, segundo com exportação de água para o subsistema adjacente ao estudado e, terceiro, com ampliação de até 50% do consumo de água na rede.

Nos sistemas de abastecimento de água, os reservatórios são unidades destinadas ao armazenamento de água para absorver as variações do consumo, manter a pressão adequada na rede de distribuição, promover a continuidade do abastecimento no caso de paralisação da produção de água e garantir uma reserva estratégica para consumos emergenciais, como incêndios.

Atualmente, a equipe operacional do sistema estudado adota nível de operação do reservatório de 0,45 m, contudo, a simulação hidráulica demonstrou que seria possível ampliar a utilização do reservatório, sem prejudicar as condições de pressão mínima na rede, que são satisfeitas ainda que o nível de água no reservatório atingisse 2,1 m e 2,3 m nos cenários sem e com exportação de água, respectivamente.

Nas simulações com variação no consumo de água na rede, concluiu-se que as unidades que compõem o subsistema precisariam de intervenções, substituição ou ampliação, a partir do aumento de 40%.

Cabe ressaltar que, ao utilizar melhor o volume do reservatório, pode-se evitar a operação do sistema de bombeamento no período de ponta e, também, diminuir o número de acionamentos ao

longo do dia, o que contribui para a vida útil dos equipamentos. Também, destaca-se que a simulação hidráulica da rede contribui com o controle das pressões nas tubulações e, conseqüentemente, proporciona redução das perdas físicas por vazamentos.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Setor Operacional do SAA estudado, pela disponibilização dos dados e apoio para a realização da pesquisa, e à UTFPR, campus Guarapuava, pela concessão de apoio financeiro para apresentação do artigo no XXX Congresso Latino-americano de Hidráulica.

## REFERENCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.** ABNT NBR 12217:1994. Projeto de reservatório de distribuição de água para abastecimento público - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 1994.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.** ABNT NBR 12218:2017. Projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público. Rio de Janeiro. 2017.
- BRASIL.** Sistema de Informações sobre o Saneamento: Diagnóstico Temático Serviços de Água e Esgoto. Ano de referência 2020. Brasília: Ministério do Desenvolvimento Regional. 2021.
- FUNASA - Fundação Nacional de Saúde** (2017). “Manual de Saneamento”. 4 ed. Brasília: Funasa.
- GOMES, H. P.** “Sistemas de Bombeamento: eficiência energética”. 2 ed. João Pessoa: Editora Universitária UFPB, 2012. 459 p.
- HELLER, L. PÁDUA, V. L.** (2017). “Abastecimento de água para consumo humano”. 2 ed. Belo Horizonte: Editora UFMG.
- LACERDA, I. S.** *Regras de operação para sistemas de abastecimento de água com baixo nível de automação e sujeitos a incertezas*. 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande (Brasil), 2009.
- PNCDA - Programa Nacional de Combate ao Desperdício de água. - DTA D1** (1999). Controle de Pressão na Rede. Brasília: Secretaria de Política Urbana.
- REGO, A. G.** (2016). *Desenvolvimento e aplicação de metodologia para avaliação de desempenho hidroenergético de sistemas de abastecimento de água*. 2016. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos, Universidade Federal do Pará. Belém.
- ROSSMAN, L. A.** (2009). “EPANET 2.0: Manual do Usuário”. Tradução e adaptação de Heber Pimentel Gomes e Moisés Menezes Salvivo. Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento, Universidade Federal da Paraíba.
- SOUZA, J. D. S.; CAVALCANTI, M. B.; SANTOS, T. A. S.; MACEDO, J. E. S.; BEZERRA, S. T. M.** Aplicação de um modelo de simulação hidráulica dirigido pela pressão em um sistema de distribuição de água. *30º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental*, Natal, 2019. I-186. Natal, 2019.
- SILVA, J. H. F.** *Exploração das potencialidades do programa EPANET na Simulação Hidráulica de Sistemas de Abastecimento de água*. 2008. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia da Universidade de Porto. Portugal, 2008.
- USEPA - United States Environmental Protection Agency.** EPANET, 2019. Disponível em: <https://www.epa.gov/water-research/epanet>. Acesso em: 16 de abril de 2022.



## DIAGNÓSTICO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DE UMA BARRAGEM DE PEQUENO PORTE: ESTUDO DE CASO DA BARRAGEM DO LAGO JABOTI, APUCARANA – PARANÁ

Thalles Felipe Kovalczuk Ribeiro, Andrea Sartori Jabur

Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR – Apucarana, Brasil  
thalleskovalczuk@gmail.com, jabur@utfpr.edu.br

### RESUMO:

A expansão urbana impacta diretamente em fatores relacionados à segurança de barragens, principalmente por conta de sua influência no coeficiente de escoamento superficial ocasionado pela impermeabilização do solo. Sob este aspecto, este trabalho avaliou o impacto da expansão urbana nas estruturas hidráulicas de uma barragem de terra homogênea localizada na cidade de Apucarana, Paraná, Brasil. Para isso, realizou-se um levantamento histórico a fim de identificar o período de construção e inauguração, bem como eventuais ocorrências ao longo de sua operação, e também avaliou-se as dimensões de suas estruturas hidráulicas e verificou se estas comportam a vazão a qual estão sujeitas. A partir dos resultados obtidos constatou-se que o reservatório sofreu um esvaziamento total no ano de 1996 em um ato de vandalismo, bem como verificou-se que as estruturas hidráulicas atendem a demanda de vazão máxima a qual estão sujeitas. Além disso, realizou-se um estudo acerca de manifestações patológicas que atingem a barragem, sendo constatada a presença de vegetação nos taludes, fator que compromete consideravelmente a segurança local.

### ABSTRACT:

The urban expansion has a great impact in many factors related to the safety of dams, mainly by influence of the runoff coefficient by soil waterproof. This paper evaluated the impact of urban expansion in hydraulic structures of an homogeneous earth dam located in the city of Apucarana, Paraná, Brazil. To achieve this, a historical search was developed to identify the period of construction and inauguration, as well as eventual occurrences during its operation, and also evaluated the dimensions of its hydraulic structures and verified if they support the flow that they are subject. By analyzing the results, it was observed that the reservoir was emptied in 1996 due to an action of vandalism, as well as it was verified that the hydraulic structures are safe for the present day. In addition, a study of pathological manifestations was developed, where was verified the presence of vegetation on the dam, a factor that represents a great risk to the safety.

**PALAVRAS-CHAVE:** Barragem; Estudos hidrológicos de uma barragem; Dimensionamento hidráulico de componentes de barragem.

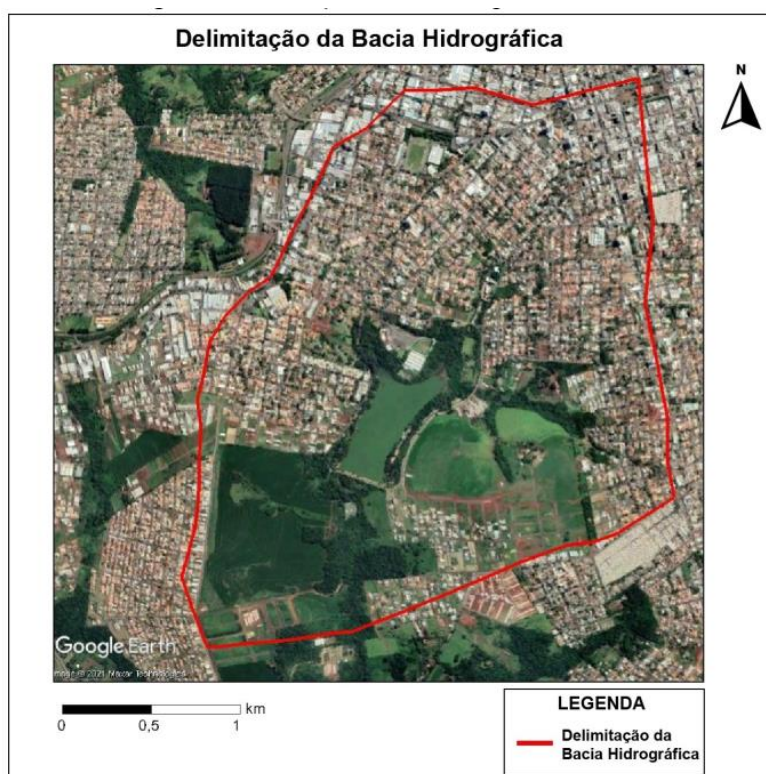
## INTRODUÇÃO

A expansão urbana possui grande impacto em variáveis diretamente relacionadas à segurança de barragens, principalmente por conta de sua influência no coeficiente de escoamento superficial influenciado pela impermeabilização do solo. A partir disso, este trabalho avaliou o impacto da expansão urbana em uma barragem de terra homogênea localizada no município de Apucarana – PR, sendo que esta foi inaugurada no ano de 1982. Para isso, foi realizado um levantamento histórico onde avaliou-se as dimensões consideradas para todas estruturas hidráulicas da barragem, foram comparadas as medidas de projeto com as executadas e por fim realizou-se os dimensionamentos destas a partir de métodos mais atuais e com auxílio de softwares para levantamentos mais precisos. Além disso, desenvolveu-se um checklist com o objetivo de avaliar as mais comuns manifestações patológicas encontradas em barragens de terra, permitindo assim, uma intervenção ágil visando a manutenção da segurança da estrutura.

## METODOLOGIA

Por se tratar de uma estrutura hidráulica executada e inaugurada no início dos anos de 1980, foram consultados registros históricos relacionados à esta, para isso, verificou-se os registros documentais e fotográficos presentes no arquivo da Prefeitura Municipal de Apucarana, bem como foram consultados órgãos de imprensa acerca de quaisquer informações do período anterior a obra, durante sua execução e seu desempenho ao longo dos anos. Outro ponto avaliado, foi o registro de eventuais manutenções e eventos ocorridos que envolveram o empreendimento, bem como as medidas adotadas, como foram executadas e de que forma isso teve um impacto em seu entorno ou como poderá impactar.

O Lago Jaboti está localizado na cidade de Apucarana, Paraná, Brasil, sendo sua formação oriunda do represamento do Ribeirão Barra Nova, inserido em uma bacia hidrográfica com área de 5,35 km<sup>2</sup> conforme apresentado na Figura 1.



**Figura 1.-** Bacia Hidrográfica do Lago do Jaboti.

Para dimensionamento e avaliação das estruturas hidráulicas instaladas na barragem, determinou-se a vazão máxima para o ano de 2020, considerando as características do uso do solo da bacia hidrográfica. Para isso, considerou-se a legislação vigente de classificação do Zoneamento Urbano do Município de Apucarana em conjunto a observação, através de visita técnica em toda a área delimitada, a fim de observar características de permeabilidade dos locais, possibilitando assim a obtenção de um coeficiente de escoamento com maior precisão para cada região. Para a obtenção do coeficiente de escoamento superficial médio, considerou-se valores de coeficiente C conforme apontado por Wilen (1978, apud Barbassa, 2010), onde a resultante foi obtida através da média ponderada dos coeficientes observados pela área de influencia de cada um destes.

A estimativa da intensidade de precipitação máxima foi estimada através da média entre as Equação 01 de Fendrich (2003, apud FESTI, 2007) e a Equação 02 de Gonçalves (2011), o qual empregou uma metodologia de Sensoriamento Remoto das áreas de estudo obtendo assim a equação indicada.

$$i = \frac{1301,07 \cdot T_R^{0,177}}{(t+15)^{0,836}} \quad [1]$$

$$i = \frac{3092 \cdot T_R^{0,18}}{(t+26,4)^{0,94}} \quad [2]$$

A partir das variáveis obtidas anteriormente, estimou-se a vazão máxima para o ano de 2020, considerando as características da Bacia Hidrográfica através do Método Racional Modificado (Equação 3).

$$Q = 0,278 \cdot C \cdot i \cdot A \cdot \varphi \quad [3]$$

Onde o coeficiente de retardo foi calculado conforme a Equação 4.

$$\varphi = 1/(100 \cdot A)^{1/n} \quad [4]$$

Para possibilitar o dimensionamento das estruturas hidráulicas, calculou-se o tempo de concentração através da equação de Carter (Equação 5), por atender as características da área em estudo, conforme apontada por Dornelles e Collischonn (2015).

$$t_c = 5,96 \cdot \frac{L^{0,6}}{S^{0,2}} \quad [5]$$

Considerando o estudo hidrológico da área da Bacia Hidrográfica, onde levantou-se as variáveis relevantes e obteve-se a vazão máxima, procedeu-se a análise dos projetos originais obtidos no arquivo da Prefeitura Municipal de Apucarana, onde foram observadas as tipologias de elementos hidráulicos, bem como extraídas as dimensões projetadas para tais estruturas que compõem a barragem em estudo. Tais medidas foram comparadas com as obtidas das estruturas existentes executadas, possibilitando assim o cálculo da capacidade de cada uma destas.

O cálculo da vazão comportada pelo Descarregador de Fundo, dimensionamento do Vertedor de superfície e do sangradouro foi realizado conforme indicado pelo Guia Prático para Projetos de Pequenas Obras Hidráulicas. Para o descarregador de fundo, considerou-se o equacionamento indicado pela Equação 6.

$$Q = 18,628 \cdot D^{3/8} \cdot \sqrt{i} \quad [6]$$

O dimensionamento do vertedor de superfície foi executado para o perfil tipo Soleira Espessa e para o tipo Creager, conforme Equação 7, sendo considerado o coeficiente  $\mu = 0,45$  para o caso do tipo Creager e o coeficiente  $\mu = 0,35$  para o tipo soleira espessa. Tal consideração se deu por conta da execução da obra em estudo, que conjugou as duas variedades.

$$Q = 4,43 \cdot \mu \cdot L \cdot H^{3/2} \quad [7]$$

Com isso, realizou-se a análise da vazão comportada por cada variedade, considerando para os demais cálculos o menor valor calculado, por ser um limitante para as demais estruturas.

Após o dimensionamento do vertedor de superfície, procedeu-se para o dimensionamento do canal, cujo objetivo é o encaminhamento da água do vertedouro para a bacia de dissipação, tal dimensionamento foi executado através da Equação 8.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot R_H^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{i} \cdot A_m \quad [8]$$

Conforme apontado pelo Manual de Segurança e Inspeção de Barragens (2002), é necessária a manutenção de obras hidráulicas por conta do potencial impacto ambiental e social que este pode ocasionar em caso de falha, observado este critério, bem como os tópicos apresentados como fundamentais para a estabilidade de barragens, foi elaborado uma lista de observâncias, cujo objetivo é o de facilitar a avaliação das condições da barragem em estudo, que, em conjunto com registros fotográficos do local foram aplicados em uma avaliação com maior acurácia da real situação do maciço.

Para elaboração da lista de pontos relevantes à observar em uma barragem, foram consideradas as principais manifestações patológicas que podem ser detectadas sem o emprego de equipamentos, ou seja, apenas com a observação de um inspetor, objetivando um registro visual das condições que podem ser utilizados como um apontamento de manifestações mais graves. A partir desta visualização, caso detectadas anomalias, pode-se proceder para um estudo mais aprofundado, ajustando assim o grau de risco da barragem em estudo.

## RESULTADOS

Esta etapa histórica da construção da barragem, buscou localizar imagens, notícias e projetos desde a época em que se iniciou a construção da barragem do Lago Jaboti (Figura 2) até os dias atuais, este levantamento tem por objetivo a observância inicial da localização de algumas estruturas hidráulicas, que foram avaliadas em visita técnica. Grande parte das informações obtidas foi através da consulta ao jornal local Tribuna do Norte, que gentilmente cedeu informações imagens, sendo que parte destas estão disponíveis em reportagem veiculada em meio digital.



**Figura 2.-** Barragem finalizada em 1989 Fonte: SOUZA, 2021.

A partir dos resultados obtidos, foi observado que o reservatório sofreu um esvaziamento, sendo este noticiado na edição de 13 de julho de 1996 pelo Jornal Tribuna do Norte. Tal evento ocorreu por conta de uma ação de vandalismo, onde houve a abertura total das comportas metálicas que controlam a vazão do descarregador de fundo bem como sua depredação, o que obrigou a Prefeitura a esvaziar totalmente o lago para realizar os reparos de maneira segura, conforme mostra a Figura 3.



**Figura 3.-** Vista a partir da Crista da barragem após esvaziamento do lago Fonte: CASINI, 2021.

Além disso, observou-se divergências em relação ao projeto original, principalmente quanto a execução de um vertedouro do tipo de soleira espessa, não previsto inicialmente no projeto. Tal estrutura foi executada antes do vertedouro do tipo Creager, sendo que tal alteração pode ter impactado em um aumento do nível do reservatório em aproximadamente  $1,15\text{ m}$  além do previsto inicialmente. Tal divergencia pode ser observada quando analisada a Figura 2, que trata de um registro no período de formação do lago e inauguração do Parque Jaboti, ao qual o reservatório encontra-se inserido, em conjunto com a Figura 4, sendo registrada no ano de 2021, onde é evidente a execução posterior de tal estrutura.



**Figura 4.-** Visão da Ponte e Vertedor atual Fonte: Autores, 2021.

A partir do levantamento histórico, procedeu-se para a etapa de dimensionamento hidrológico das estruturas. Através do conhecimento da área de estudo, realizou-se a delimitação de áreas com diferentes coeficientes de escoamento superficial, dividindo-se a área da Bacia Hidrográfica em 4 regiões com características distintas de ocupação da superfície, impactando diretamente no Coeficiente  $C$  considerado. Tal análise, em conjunto com a mensuração da área de influencia de cada um, obtendo assim um valor médio de 0,51.

Para estimativa intensidade de precipitação máxima, onde considerou-se um tempo de retorno ( $T_R$ ) de 100 anos, e tempo de concentração de 26,03 minutos, conforme calculado pela Equação 5. A partir destas considerações, obteve-se o valor da intensidade de precipitação conforme Tabela 01.

**Tabela 1.-** Resultados obtidos para intensidade máxima de precipitação.

Fonte	Valor calculado [mm]
Fendrich	131,74
Gonçalves	171,32

Fonte: Autores, 2021.

A partir da análise dos resultados, nota-se uma diferença considerável entre os dois métodos, o que justifica a metodologia adotada, onde foi considerada a média entre os valores obtidos, resultando em uma precipitação média de 151,53 mm.

Com os resultados de intensidade pluviométrica e a área da bacia hidrográfica, pode-se calcular a vazão de projeto, obtendo-se um coeficiente de retardo de 0,28 e uma vazão máxima de 33,19  $m^3/s$ . Sendo este valor relativo a vazão a qual as estruturas hidráulicas estarão sujeitas em um período de intensa precipitação com probabilidade de ocorrer dentro de 100 anos.

As medidas observadas nos projetos físicos originais da barragem foram registradas após verificação do constante no arquivo de projetos da Prefeitura Municipal de Apucarana, bem como as medidas executadas foram obtidas em visita técnica à barragem, estes valores são apresentados na Tabela 2.

**Tabela 2.-** Medidas de estruturas hidráulicas executadas

Elemento	Medida de projeto [m]	Medida executada [m]
Largura do Vertedouro (Tipo Creager)	20,90	21,00
Altura da ponte ao canal (Após vertedouro)	2,90	2,95
Altura do vertedouro (Tipo Soleira Espessa)	Não localizado	1,15
Espessura do vertedouro (Tipo Soleira Espessa)	Não localizado	0,40
Largura da Crista	16,00	14,20

Fonte: Autores, 2021.

A partir da análise do projeto pode-se constatar uma diferença mínima entre o projeto e as medidas reais, que pode ser atribuída a fatores construtivos ou até mesmo a erros pelos materiais empregados em sua medição, logo pode-se averiguar que a execução seguiu o dimensionamento expresso no projeto original. Quanto ao vertedouro do tipo Soleira Espessa, este não foi localizado nos projetos analisados, logo, pode ter sido executado em período posterior, provavelmente no período em que houve o completo esvaziamento do lago. Tal alteração tem impacto principal na elevação do nível do lago em aproximadamente 1,15 m.

Para dimensionamento do descarregador de fundo, considerou-se as medidas indicadas em projeto, onde verificou-se a execução de dois condutores em concreto com diâmetro de 1,00 m cada, sendo comportada uma vazão total de 5,26 m<sup>3</sup>/s. Por conta do valor comportado, justifica-se a instalação de comportas para controle da vazão, sendo estas ajustadas para manter uma vazão ecológica de no mínimo 0,02 m<sup>3</sup>/s.

Quanto às dimensões do vertedor, considerou-se o valor medido em visita técnica referente à canalização para jusante e da altura do vertedor, garantindo assim a compatibilização das estruturas bem como avaliar a capacidade de vazão pelos vertedores. Os valores resultantes dos cálculos para tais estruturas são apresentados na Tabela 3.

**Tabela 3.-** Valores obtidos para o dimensionamento do Vertedor

Identificação	Valor calculado
Largura do vertedor considerada	20,90 m
Altura do vertedor tipo Soleira Espessa considerada	1,15 m
Vazão Comportada pelo Vertedor Soleira Espessa	39,96 m <sup>3</sup>
Vazão Comportada pelo Vertedor Creager	51,38 m <sup>3</sup>

Fonte: Autores, 2021.

Através dos resultados obtidos, verifica-se que a variedade limitante no quesito Vazão de Enchente comportada é o vertedor do tipo Soleira Espessa, sendo a vazão de projeto estimada em 33,19m<sup>3</sup>/s, esta variedade de vertedor atende tal critério com folga, portanto, a estrutura possui capacidade considerada segura neste aspecto.

Posteriormente foram realizados os cálculos referente ao sangradouro, onde foram extraídas variáveis relevantes do projeto original, sendo estas o Comprimento total do canal e a Diferença entre cotas, sendo possível assim calcular a declividade média neste trecho. Observada tais considerações, obteve-se as demais variáveis na visita de campo realizada, onde observou-se o material utilizado no canal e as dimensões deste. Com isso, foi possível calcular as variáveis apresentadas na Tabela 4.

**Tabela 4.-** Valores considerados e obtidos no dimensionamento do Sangradouro.

Identificação	Valor calculado
Largura do canal considerada	20,90 m
Diferença entre cotas	28,50 m
Comprimento total do canal	185 m
Declividade média	0,1541 m/m
Rugosidade do Material	0,018
Altura da lâmina d'água	23,42 cm
Perímetro Molhado	21,37 m
Raio Hidráulico	0,23 m
Velocidade Média de Escoamento	8,16 m/s

Fonte: Autores, 2021.

Conforme os dimensionamentos apresentados, confirmou-se a segurança de todas as estruturas hidráulicas para os dias atuais, apesar da expansão urbana, que continuam suportando a vazão de projeto a qual estão submetidas.

Para o desenvolvimento do formulário de verificação de manifestações patológicas, buscou-se considerar uma checagem visual, ou seja, que possa ser executada de forma rápida por toda a barragem e que possibilite seu estudo posterior através de relatório fotográfico, que deve ser registrado durante a aplicação da vistoria. Durante a visita técnica, observou-se criterios como a presença de vegetação a montante, a jusante e na crista da barragem, bem como eflorescencias de agua na barragem, rachaduras ou trincas.

Durante a visita técnica, verificou-se, principalmente, uma grande presença de vegetação na barragem (Figura 5), tanto a montante quanto a jusante, fator este que pode representar grande risco para a segurança, caso seja do tipo de raízes profundas, conforme a literatura, sendo recomendado sua intervenção imediata.



**Figura 5.-** Vegetação em Talude de jusante Fonte: Autores, 2021.

Verifica-se pela Figura apresentada, uma vegetação densa e de grande variedade de tipologia e porte, sendo identificadas desde grandes árvores, até arbustos. Toda essa vegetação é contraindicada para garantir a segurança da barragem. O maior quantitativo de vegetação encontra-se localizado a jusante, porém, observou-se árvores de pequeno porte a montante e de médio a grande porte na crista



da barragem. Com isso, faz-se necessária uma imediata intervenção a fim de manter a segurança e confiabilidade estrutural da barragem.

Em sequência, procedeu-se para a avaliação visual das estruturas hidráulicas referentes ao vertedor, sangradouro e bacia de dissipação, sendo estes o local onde mais foram localizadas manifestações patológicas (Figura 6).



**Figura 6.-** Vertedor e sangradouro da barragem Fonte: Autores, 2021.

Através da avaliação destas estruturas, constatou-se uma grande presença de vegetação, bem como uma considerável presença de resíduos sólidos retidos no vertedor. Além disso, pode-se verificar no sangradouro (canal a jusante do vertedor) a presença de rachaduras, bem como de fissuras e buracos, que permitem a proliferação de vegetação bem como a infiltração de água, podendo iniciar um processo erosivo.

## CONCLUSÃO

Dessa forma, conclui-se que as estruturas hidráulicas da barragem suprem as vazões as quais estão sujeitas, apesar da expansão urbana sobre a área da Bacia Hidrográfica objeto de estudo deste trabalho, porém, recomenda-se o constante monitoramento quanto a expansão futura em seu entorno, que impactam diretamente no escoamento superficial. Quanto as manifestações patológicas constatadas através de uma análise visual, estas não possuem um Potencial de Risco elevado conforme classificação do Manual de Segurança e Inspeção de Barragens (2002), entretanto, por conta da constatação de densa vegetação, recomenda-se uma inspeção mais detalhada no tocante à característica geotécnica da barragem, principalmente pela presença de vegetação nos taludes que pode permitir a permeabilidade da água do reservatório sem que possa constatar de maneira visual, e por conta do esvaziamento total do reservatório, o que pode ocasionar grande risco a barragem por conta da brusca variação de esforços ao qual o maciço é submetido.

## REFERENCIAS

- BUREAU OF RECLAMATION**, *Design of Small Dams*. Washington: Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation, 1987.
- COLLISCHONN, Walter; DORNELLES, Fernando**. *Hidrologia para Engenharia e Ciências Ambientais*. Porto Alegre: Associação Brasileira de Recursos Hídricos (ABRH), 2015. 350p.:Il.. ISBN: 978-85-8868-634-2.
- Departamento de Águas e Energia Elétrica**. *Guia Prático para Projetos de Pequenas Obras Hidráulicas*. São Paulo: Imprensa Oficial do Estado de São Paulo, 2005.
- FESTI, Aparecido Vanderlei**; *Coletânea das equações de chuva do Brasil*. XVII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. São Paulo, 2007.
- GAROTTI, Leonardo Monteiro; BARBASSA, Ademir Paceli**. “Estimativa de área impermeabilizada diretamente conectada e sua utilização como coeficiente de escoamento superficial”. *Engenharia Sanitária e Ambiental*, São Carlos, v. 15, n. 1, p. 19-28, jan. 2010.
- GONÇALVES, Lidiane Souza**. “Relações Intensidade-Duração-Frequência com Base em Estimativas de Precipitação por Satélite”. 2011. 135 f. *Dissertação (Mestrado) - Curso de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre*, 2011.
- Ministério Interior Nacional**, Secretaria Infra-Estruturas Hídricas. *Manual de Segurança e Inspeção Barragens*, Brasília, 2002.
- SOUZA, F. D.** *Apucarana Memória e Fotos*. 2021. Disponível em: <https://www.facebook.com/photo?fbid=1593728740816958&set=gm.2115220321946486>. Acesso em: 14 abr. 2021.
- Tribuna do Norte**. *Acervo histórico*. Apucarana, 2020.

## DIAGNÓSTICO DO MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS EM UMA GRANDE CIDADE SEM UM PLANO DIRETOR DE DRENAGEM

1° Alex Bortolon de Matos, 2° Alexandre Gustavo Brands 3° Uailan Enrico Braga Martins 4° Luka Sam Rodrigues Grarça 5° Iara Alexandra Wiswell Galán y 6° Mariana Ramos Chrusciak

1, 2, 3 y 4 – Universidade Federal de Roraima, Brasil.

1- alex.bortolon@ufr.br; 2- alexandre.brands@ufr.br; 3- oenicobraga@gmail.com; 4- lukasam203@gmail.com

5- iarawisgal@gmail.com 6- mariana.chrusciak@ufr.br

### RESUMO:

A cidade de Boa Vista/RR sofre todos os anos com situações críticas de alagamentos por suas ruas, mesmo aquelas onde existe um sistema de drenagem urbana implementado, gerando questionamentos quanto aos motivos que levam a essa problemática. Nesse sentido, este estudo buscou realizar um diagnóstico situacional do manejo de águas pluviais na cidade, tendo como base um comparativo com os conceitos e diretrizes utilizados na elaboração de projetos em outras regiões, e que se encontram consolidados na forma de planos diretores e manuais de drenagem urbana. A partir da análise de projetos executados nos últimos anos, bem como de visitas em pontos críticos da cidade foi possível identificar a existência de várias situações que contribuem para uma perda na qualidade dos sistemas de drenagem urbana e que possuem relação direta com a falta de diretrizes e estudos das características locais, tais como: utilização de coeficientes como de escoamento, equação da chuva, tempo de retorno e de concentração, que destoam da realidade local, proporcionando projetos ineficientes, falta de estudos para os locais de lançamento das redes, dispositivos construídos em locais impróprios, obstruídos e danificados. Dessa forma, o conjunto de informações levantadas mostra que o fato de não existir um documento que norteie como deve ser o manejo das águas pluviais possui um peso significativo nos alagamentos na cidade.

### ABSTRACT:

The city of Boa Vista/RR suffers every year with critical situations of flooding through its streets even where there is an urban drainage system implemented generating questions about the reasons that lead to this problem. In this sense, this study aimed to carry out a situational diagnosis of the rainwater management in the city based on the concepts and guidelines used in projects in other regions which are consolidated in the form of urban drainage master plans and management manuals. From the analysis of projects carried out in recent years as well as visits to critical locations in the city it was possible to identify the existence of several situations that contribute to a loss in the quality of the urban drainage systems which are directly related to the lack of guidelines and studies of local characteristics such as: the use of coefficients such as runoff, rainfall equation, return period and time of concentration which are different to the local reality providing inefficient projects; the lack of studies for the appropriate places for the system water discharge endpoint; and the fact that some devices are obstructed and damaged or built in inappropriate locations. In this way, the set of information collected shows that the fact that there is no document that guides how rainwater management should be carried out has a significant weight in flooding problems in the city.

**PALAVRAS-CHAVE:** Plano Diretor; Drenagem Urbana; Manejo de Águas Pluviais.

## INTRODUÇÃO

Nas áreas urbanas, um efeito direto das precipitações é a geração de escoamentos superficiais, que muitas vezes ocorrem em níveis superiores à capacidade que as cidades possuem para sua assimilação. Dessa forma, são implementadas metodologias e infraestruturas, desde sistemas mais simples, até as grandes obras, que visam minimizar esses impactos.

O ponto de partida para a elaboração desses sistemas se baseia nas diretrizes e conceitos, amplamente estudados, e que são muitas vezes complementados com a avaliação das características locais, consolidados na forma de planos diretores ou planos municipais, cujo escopo é o manejo das águas pluviais.

Segundo Tucci (2005), os planos diretores de drenagem urbana criam soluções técnicas e regulatórias para minimizar os problemas causados pelo escoamento de águas pluviais e inundações em áreas urbanas. O Plano Diretor de Drenagem Urbana tem como premissa o planejamento da distribuição do escoamento para os cenários de ocupação atuais e máximas, adequando-o ao crescimento, evitando prejuízos econômicos, sociais e ambientais e controlando e regulando a ocupação e drenagem em áreas de risco e de enchente.

Grandes cidades do Brasil já possuem planos diretores e manuais de drenagem urbana bem consolidados, como por exemplo São Paulo (PMSP, 2009) e Porto Alegre (PMPOA, 2005), que serviram de base para a elaboração de documentos em vários outros municípios do Brasil, proporcionando uma melhoria significativa no gerenciamento das águas pluviais.

A gestão do saneamento é o conjunto de atividades relativas ao planejamento, regularização, fiscalização, prestação de serviços e controle social, de acordo com a Lei 11.445 (BRASIL, 2007), que normatiza diretrizes nacionais que devem ser seguidas no saneamento básico. Nesse sentido, a cidade de Boa Vista, capital do estado de Roraima, não possui qualquer legislação que trate das diretrizes relacionadas ao manejo de águas pluviais, se limitando a menção do interesse social da drenagem urbana na Lei nº 1.544/2013 (PMBV, 2013), que trata do Plano Municipal de Saneamento Integrado.

Mesmo não possuindo instrumentos bem definidos a cidade passou na última década por um grande processo de criação de novas redes de microdrenagem, mais que dobrando as áreas até então atendidas por esse sistema. Isso ocorreu muito em função dos impactos do inverno rigoroso de 2011, que acentuou vários pontos críticos, e levaram a um maior investimento em infraestrutura para sanar a situação.

Nesse sentido, essa pesquisa tem por objetivo realizar um diagnóstico inicial do manejo de águas pluviais na cidade e avaliar se a falta de diretrizes pode ter proporcionado a implementação de projetos ineficientes, causando prejuízos ou ampliando os problemas.

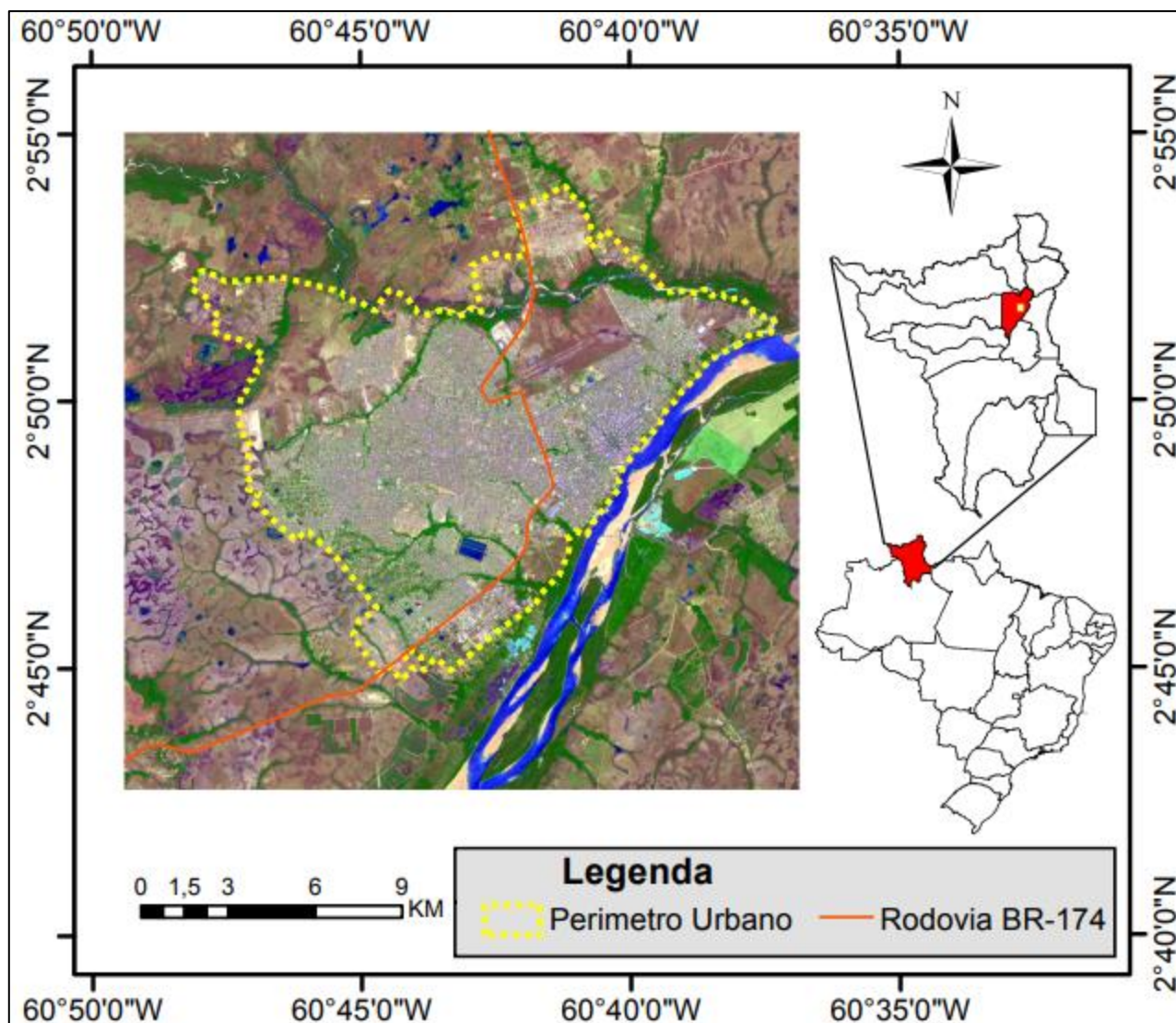
## METODOLOGIA

Esse estudo foi desenvolvido na área urbana do município de Boa Vista/RR (Figura 1). A cidade possui uma área majoritariamente plana, com uma geomorfologia similar à de outras regiões amazônicas e que segundo Araújo Júnior (2020), possui a presença de muitos lagos e lagoas, perenes e intermitentes, bem como pequenos cursos d'água, chamados de igarapés, que se conectam aos grandes rios da região, como o Rio Branco.

Para realizar o diagnóstico situacional inicial, foi utilizado como base as diretrizes que constam no Plano Diretor e no Manual de Drenagem Urbana de Porto Alegre, que possuem instrumentos similares a de outros planos municipais implementados no Brasil, complementado pelos conceitos e estudos presentes na literatura, como livros e trabalhos científicos.

Foram avaliados a partir de projetos executados nos últimos anos pela Prefeitura Municipal de Boa Vista, e em visitas *in loco*, os sistemas de micro e macrodrenagem da cidade. Os projetos de

microdrenagem foram obtidos e analisados por amostragem a partir do Portal da Transparência do município de Boa Vista/RR (PMBV, 2022). Porém, vale destacar que os projetos de macrodrenagem não se encontravam disponíveis no sistema durante a consulta.



**Figura 1.-** Área de estudo.

Não foi englobado nesse estudo a caracterização de medidas de controle na fonte, ou mesmo de medidas não estruturais, em virtude de que, salvo a exceção da atuação da defesa civil na retirada dos moradores das áreas de risco, não existe uma política pública voltada para essas ações.

Para os sistemas de microdrenagem, levou-se em consideração as metodologias para a obtenção das vazões de projeto, locais de lançamento das águas pluviais, além da localização, frequência de limpeza e manutenção dos dispositivos que compõem os sistemas. Por conta da limitação no acesso às informações, os sistemas de macrodrenagem não tiveram seus projetos analisados, mas foi possível verificar a situação atual do seu funcionamento.

## RESULTADOS

A primeira avaliação realizada foi relativa as diretrizes que são implementadas nos projetos de microdrenagem da cidade, que estão em constante desenvolvimento. Foram analisadas as

metodologias empregadas para o cálculo das vazões de projeto, definição dos diâmetros das tubulações, recobrimentos, declividades e velocidades.

A metodologia de cálculo para o dimensionamento dos condutos se mostrou muito similar ao que consta nos planos diretores e manuais já consolidados pelo Brasil, com as declividades e as velocidades, máximas e mínimas, bem como os diâmetros das tubulações coerentes com a disponibilidade no mercado local, sendo respeitados. Porém, alguns detalhes chamaram a atenção:

- a) Foi utilizado nos projetos de microdrenagem um tempo de retorno de 10 anos que, apesar de não estar incorreto por conta da possibilidade de se existir um caso excepcional, se mostra incoerente para o local, visto que se trata geralmente de área residencial com baixo impacto para possíveis danos, e sem justificativa aparente. Diferente do que propõe Tucci (2014), a falta de critérios para a escolha desta variável nestes casos, sem levar em consideração as características do local, impactam diretamente no porte da obra, mesmo sem garantir uma maior eficiência;
- b) O tempo de concentração para todos os trechos iniciais, em todos os projetos, foi fixo, e igual a 5 minutos. Apesar de muitas vezes se definir um valor constante nos projetos, se faz necessário uma análise prévia das características locais para se chegar a esses valores;
- c) A equação utilizada para o cálculo da intensidade da chuva não possui respaldo em nenhum estudo realizado para as chuvas do estado, sendo a base para os projetos municipais a mais de 10 anos. Vale destacar que a cidade possui duas equações da chuva, baseadas em estudos de Carvalho (2007) e Tischer (2015). Ao utilizar os mesmos parâmetros dos projetos nessas duas equações foram obtidos resultados bem diferentes, indicando que possivelmente esta equação da chuva pode ter sido desenvolvida para outra região do país.
- d) Para a definição do coeficiente de escoamento não foi realizada uma avaliação das características locais, mas adotado um valor geral em todos os projetos de 0,50. Esse fato é preocupante pelo fato de que algumas áreas altamente impermeabilizadas da cidade, e outras que possuem grandes áreas verdes, tiveram projetos implementados com o mesmo coeficiente, que possui relação direta com a capacidade da rede de conduzir as águas pluviais;
- e) Não constam nos projetos qualquer análise quanto ao corpo receptor das águas pluviais provenientes das redes de microdrenagem, sejam eles canais urbanos, igarapés, rios, lagos ou lagoas, nem mesmo quanto as suas cotas de cheia.
- f) Os projetos executados, em geral não levam em consideração a área total de contribuição para o sistema, se limitando ao recorte da parte do bairro que será atendido e a limitação orçamentária, desconsiderando assim parte do fluxo que na realidade irá afluir para as sarjetas e bocas-de-lobo.
- g) Existe ainda uma lacuna de informações quanto aos projetos executados ao longo do tempo na cidade. Os registros do cadastro das redes possuem consistência apenas a partir de 2013, de modo que não se tem informações sobre onde ou as características construtivas dos projetos mais antigos.

Outro detalhe que chama a atenção é quanto as características de projeto das sarjetas e bocas-de-lobo. Para ambos os dispositivos não é identificado a aplicação de qualquer fator de redução da sua capacidade, o que na realidade de fato ocorre em função de situações no dia a dia, como obstruções. Além disso, não foi identificado os cálculos com a capacidade e nem o quantitativo das bocas-de-lobo implementadas.

Com relação a outros detalhes desses dispositivos, apesar de nos projetos existirem apenas algumas questões pontuais, principalmente relacionadas a alocação incorreta de bocas-de-lobo, as obras executadas apresentaram diversos problemas, como por exemplo: bocas-de-lobo nas esquinas,

nas faixas de pedestres e em locais elevados, vias sem sarjetas ou com as mesmas executadas com imperfeições que reduzem significativamente a sua efetividade, vias com ondulações criando zonas mortas, vias recapeadas com modificação do sentido do fluxo original do projeto.

Na análise de campo verificou-se que nas seções dos canais de drenagem próximo ao Rio Branco o nível da água extrapolou suas laterais nos últimos três períodos de inverno (2020, 2021 e 2022), bem como se encontrava em um patamar superior ao das galerias sob as vias (Figura 2). Essa situação pode ter relação com o represamento da água causado pela elevação do Rio Branco no período analisado, correspondente ao inverno, e demonstra que os projetos, mesmo os mais recentes, podem não ter considerado as cotas máximas de cheia. Vale destacar que anos atrás já houve casos de rompimento das galerias e das vias relacionadas a esses canais.



**Figura 2.-** Canal de drenagem próximo ao Rio Branco.

Outra questão importante causada pela falta de estudos e diretrizes é a escolha dos pontos de lançamento das redes, o que certamente estaria contemplado em um plano diretor de drenagem urbana. Em geral, grande parte do fluxo é conduzido até os rios, igarapés e canais urbanos. Porém, foi observado casos em que houve refluxo em período de cheias, bem como erosão das margens em função da velocidade do fluxo. Mas a situação mais crítica está no lançamento nos lagos e lagoas da cidade, muitas delas com suas margens suprimidas pela urbanização, e que não possuem capacidade para receber esse volume de água, extrapolando durante todo o inverno para as vias próximas.

Vale destacar que na cidade existem dezenas de lagos, porém, os mesmos possuem interferência causada pela urbanização em quase a sua totalidade, com muitos deles sendo aterrados ao longo dos anos. Coincidentemente, o levantamento realizado nos pontos críticos de alagamentos da cidade em função da cheia de 2011 mostrou que boa parte deles se referem a antigos lagos que foram aterrados.

Segundo Tucci (2014), a urbanização sem planejamento proporciona diversas causas e efeitos sobre as inundações/alagamentos urbanos, sendo os principais: impermeabilização do solo, redes de drenagem pluvial, desmatamento (geram maiores picos de vazão), lixo e redes de esgoto deficientes (degradação da qualidade da água e entupimento de bueiros e galerias), aumento da velocidade de escoamento acarretando no carreamento de sedimentos e erosão das calhas dos rios.

Nesse contexto, tem-se que quando um loteamento entra em fase de projeto, as prefeituras exigem que o projeto de esgotos pluviais seja capaz de drenar a água do loteamento. No entanto,

quando não há uma fiscalização constante que implique em uma ampliação da capacidade dos sistemas de drenagem conforme a urbanização da área aumenta, a tendência é que a ocorrência de situações críticas aumente (TUCCI, PORTO E BARROS, 1995).

Com relação a limpeza dos sistemas, a Prefeitura Municipal de Boa Vista possui um programa que realiza ações na cidade, denominada de patrulha da chuva, concentradas principalmente no período do inverno. Fora desse período as chuvas geralmente causam transtornos, visto que existe um acúmulo grande de resíduos que diminuem a capacidade dos dispositivos. A frequência, programação, forma e o período em que deveriam ocorrer a limpeza dos sistemas depende de estudos e poderiam constar em um futuro plano diretor.

A manutenção dos dispositivos danificados não é realizada de maneira ampla, concentrando apenas em alguns locais da cidade, em geral na zona central, ou a partir de solicitações da população pelos canais de atendimento da prefeitura. O impacto disso é a presença de várias bocas-de-lobo e sarjetas danificadas a vários anos, e que proporcionam um sistema ineficiente de manejo das águas pluviais na cidade.

De modo a exemplificar a problemática, e seus impactos, a rua Leôncio Barbosa no bairro Tancredo Neves (Figura 3) possui um sistema de microdrenagem implementado e mesmo assim apresenta um problema crônico de alagamento todo inverno. Sem entrar no mérito do projeto executado, já que não existe o cadastro desse sistema por ser antigo, a situação atual mostra que os dispositivos não funcionam em sua plena capacidade, sendo ainda agravada a situação pelo fato que esse local contempla um antigo lago que foi aterrado com o crescimento da cidade.



**Figura 3.-** Rua alagada no bairro Tancredo Neves.

Em conjunto com os fatores mencionados foram encontrados diversos problemas referentes aos dispositivos de drenagem, como a obstrução dos dispositivos por lixo que impede que o deflúvio da água ocorra de forma planejada (Figuras 4 e 5). Foi observado também o crescimento de vegetação na sarjeta, mas não só isso, muito moradores depositam lixos, detritos e restos de construção na calçada ou ainda mesmo insumos como areia e barro para construção. Esse fator gera uma influência negativa muito grande pois elas também impedem o deslocamento da água até seu despejo e aumentam o seu tempo de percurso, assim como carregam parte desse material até as bocas-de-lobo e galerias gerando os problemas mencionados.





**Figura 4.-** Boca-de-lobo e sarjeta obstruída.



**Figura 5.-** Boca-de-lobo danificada e em local impróprio.

A situação anterior se repete em boa parte da cidade e reflete hoje os três principais problemas relacionados ao manejo de águas pluviais no local, projetos com problemas de planejamento e execução, sistemas antigos com capacidades reduzidas e impactados pela urbanização, e a ação da população causando obstruções dos dispositivos.

Sendo assim, nota-se que é de extrema importância considerar o crescimento das cidades e as características locais na elaboração de um projeto de drenagem urbana. Além disso, tendo em vista que não é possível prever com precisão as mudanças que ocorrerão nos arredores dos sistemas

drenantes conforme a cidade se altera, há sempre o risco do sistema de drenagem se tornar obsoleto ou ineficiente. Por esse motivo o ideal é que os projetos e funcionamento dos sistemas relacionados ao manejo de águas pluviais tenham como base diretrizes, e que preferencialmente sejam consolidadas em um documento público, como um plano diretor.

## CONCLUSÕES

O diagnóstico do manejo de águas pluviais na cidade de Boa Vista/RR identificou diversas situações, tanto na elaboração, quanto na execução de projetos de infraestrutura ao longo dos anos. A forma como os projetos foram elaborados, sem referências e com padronizações de valores utilizados, independentes da situação, podem ter proporcionando a construção de sistemas com custos mais elevados que o necessário, e que mesmo assim podem ser ineficientes, por não ter todos os seus dispositivos funcionando em conjunto.

Ao relacionar as metodologias e diretrizes aplicadas nos projetos com a literatura fica claro que índices, coeficientes e equações são adotados sem um critério, se mantendo constantes independentemente do local. Isso demonstra o impacto negativo que a falta de diretrizes, na forma de um plano diretor específico, proporciona no gerenciamento das águas pluviais.

Um plano diretor de drenagem urbana vai muito além do dimensionamento de sistemas de micro e macrodrenagem, deve incluir também as caracterizações específicas dos recursos hídricos da região, como a cota da cheia dos corpos d'água receptores, além de diretrizes para a limpeza e manutenção dos dispositivos, o que de fato iria proporcionar uma redução significativa dos problemas identificados na cidade.

Toda a situação apontada pode ter uma parcela significativa de responsabilidade nos problemas de manejo de águas pluviais na cidade, e podem explicar o porquê de ser tão recorrente a existência de alagamentos na região, mesmo que em locais onde existe um sistema de drenagem implementado.

## AGRADECIMIENTOS

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001, agradecemos 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.

## REFERENCIAS

**ARAÚJO JÚNIOR, A. C. R.** (2020). “Risco à inundação em Boa Vista (RR)–Amazônia Setentrional–Brasil”. *Tese (doutorado), Universidade Federal Fluminense, Niterói, RJ, 209 f.*

**BRASIL.** (2007). “Lei n. 11.445, de 05 de janeiro de 2007”. *Estabelece diretrizes nacionais para o saneamento Básico; altera as Leis nº 6.766, de 19 de dezembro de 1979, 8.036, de 11 de maio de 1990, 8.666, de 21 de junho de 1993, 8.987, de 13 de fevereiro de 1995; revoga a Lei nº 6.528, de 11 de maio de 1978; e dá outras providências.* Diário Oficial da União, Brasília.

**CARVALHO, R. G.** (2007). “Obtenção da curva intensidade-Duração-Frequência (IDF) de chuvas intensas para a bacia hidrográfica do igarapé Murupu, Boa Vista-RR”. *Dissertação (mestrado) Programa de Pós-Graduação em Recursos Naturais, Universidade Federal de Roraima, Boa Vista, Roraima, 131 f.*

**PMBV – Prefeitura Municipal de Boa Vista.** (2013). “Lei nº 1.544/2013 – dispõe sobre o Plano Municipal de Saneamento Integrado do Município de Boa Vista e sobre a Política Municipal de Saneamento Básico”. *Diário Oficial do Município nº 3588 de 30 de dezembro de 2013, p. 2-7.*

**PMBV – Prefeitura Municipal de Boa Vista.** (2022). “Portal da Transparência da Prefeitura Municipal de Boa Vista”. Acessado em janeiro de 2022: <https://transparencia.boavista.rr.gov.br>.

**PMPOA - Prefeitura Municipal de Porto Alegre.** (2005). “Plano Diretor de Drenagem Urbana: Manual de Drenagem Urbana”. *Prefeitura Municipal de porto Alegre – Departamento de Esgotos Pluviais*, 167 p.

**PMSP - Prefeitura Municipal de São Paulo.** (1999). “Diretrizes Básicas para Projetos de Drenagem Urbana no Município de São Paulo”. Prefeitura Municipal de São Paulo, 289 p.

**TISCHER, L. P.** (2015). “Equações de Chuvas Intensas no Estado de Roraima”. *Trabalho de conclusão de curso (Engenharia Civil), Universidade Federal de Roraima*, Boa Vista, Roraima, 76 f.

**TUCCI, C. E. M.** (2005). “Gestão de águas pluviais urbanas: Saneamento para todos”. *Brasília: Ministério das Cidades*, 197 p.

**TUCCI, C. E. M., PORTO, R. L. L; BARROS, M. T.** (1995). “Drenagem Urbana”. *1 ed. Porto Alegre: Editora da Universidade*, 428 p.

**TUCCI, C. E. M., SILVEIRA, A. L. L.** (2014). “Hidrologia: ciência e aplicação”. *4. ed. Porto Alegre: UFRGS/ABRH*, 943 p.

## ANÁLISE DAS DIMENSÕES NÁUTICAS DA HIDROVIA DO RIO PARAGUAI PARA AVALIAÇÃO DE OBRAS COMPLEMENTARES PARA NAVEGAÇÃO

1° Alves Sanchez, João Pedro, 2<sup>do</sup>: Alfredini, Paolo, 3<sup>a</sup> Raquel de Almeida Siqueira Santos

Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Brasil  
joao.pedro.sanchez@usp.br ; alfredin@usp.br; rachel\_almeida@usp.br

### RESUMO:

A Hidrovia do Rio Paraguai é um dos mais extensos e importantes eixos continentais de integração política, social e econômica na América do Sul. Atravessando metade do continente, começando no município de Cáceres (MT) e terminando em Nueva Palmira, no Uruguai, contabiliza 3.442 km de extensão. Para garantir a navegação das embarcações, melhorando a segurança, confiabilidade e eficiência do transporte hidroviário, em um período mínimo correspondente a 90% do ano, são necessárias intervenções com obras corretivas. Entre elas, destaca-se a dragagem nos passos críticos, que atualmente apresentam alguma forma de obstáculo à navegação, seja por fatores naturais (larguras, raio de curvatura e profundidades), seja por estruturas civis, como pontes, e pela formação de bancos de areia. O presente trabalho se propõe a reavaliar as dimensões náuticas vigentes, atualmente determinadas pelo DNIT, sob a ótica da novíssima recomendação PIANC de 2019. A análise de todos os passos críticos, com relação a profundidade, largura e raio mínimo de curvatura permitirá identificar as obras corretivas para que se aumente a segurança da navegação nos passos críticos. Por fim, será exemplificada uma verificação do aprimoramento necessário para habilitar um dos passos críticos a comportar um comboio maior, veiculado mais a jusante do curso d'água, com o objetivo de verificar a viabilidade de uma possível expansão da hidrovia.

### ABSTRACT:

The Paraguay River Waterway is one of the most extensive and important continental axes of political, social and economic integration in South America. Crossing half of the continent, starting in the municipality of Cáceres (MT) and ending in Nueva Palmira, in Uruguay, it counts 3,442 km in length. In order to guarantee the navigation of vessels, improving the safety, reliability and efficiency of waterway transport, for a minimum period corresponding to 90% of the year, interventions with civil works are necessary. Among them, dredging in critical steps stands out, which currently present some form of obstacle to navigation, either by natural factors (widths, radius of curvature and depths) or by civil structures, such as bridges, and sandbanks. The present work proposes to reassess the current nautical dimensions, determined by the DNIT, from the perspective of the new guidelines PIANC of 2019. The analysis of all critical steps, in relation to depth, width and minimum radius of curvature will allow identifying the civil works measures to increase the safety navigation in the critical sections. Finally, a verification of the improvement needed to enable one of the critical sections to accommodate a larger convoy, traveling further downstream of the watercourse, will be exemplified, in order to verify the feasibility of a possible expansion of the waterway.

**PALAVRAS-CHAVE:** *Hidrovia do Rio Paraguai, transporte fluvial, navegação.*

## INTRODUÇÃO

A Hidrovia do Rio Paraguai nasce no interior do continente sul-americano, na cidade de Cáceres, no estado de Mato Grosso, e tem seu desenvolvimento no sentido norte-sul, até Nueva Palmira no Uruguai. O trecho brasileiro conta com aproximadamente 1.270 km de extensão, entre Cáceres (MT) e a Foz do Rio Apa, sendo subdividido nos Tramos Norte – em azul claro – e Sul – azul escuro – (Figura 1). A hidrovia permite a conexão direta do Centro-Oeste Brasileiro com o Oceano Atlântico. A agricultura, principalmente ligada à soja e à pecuária, é uma atividade que também movimenta seus principais portos em Cáceres (MT) e Porto Murinho (MS). Entre os desafios apresentados na navegação neste trecho, a principal dificuldade está na profundidade em alguns de seus pontos críticos.



**Figura 1** - Hidrovia do Rio Paraguai em território brasileiro. Fonte: UFPR, 2015.

O Tramo Norte é uma região, em geral, de baixa navegação. O território ao sul de Cáceres apresenta baixas profundidades durante o período de estiagem. As condições de navegação melhoram à medida que o Rio Paraguai se aproxima da cidade de Corumbá, com aumento de sua largura e redução do número de restingas. A navegação neste tramo é atualmente pouco expressiva, composta principalmente por embarcações voltadas ao turismo. A profundidade mínima estabelecida é de 1,80 m e o comboio tipo é composto por 6 barcaças, na configuração 2x3.

O Tramo Sul tem cerca de 590 km e conta com a presença de alguns obstáculos artificiais, dentre estes destaca-se a Ponte Presidente Eurico Gaspar Dutra. Atualmente, essa rota concentra a grande maioria das cargas transportadas pela hidrovia. A profundidade mínima adotada é de 3,0 m, com comboios tipo de até 16 barcaças, na configuração 4x4.

## OBJETIVO

Considerando como âmbito deste artigo a navegação de pequeno calado, tipicamente abaixo de 5,0 m de profundidade, em rios não canalizados, e as dimensões náuticas vigentes no Brasil de acordo com o DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, o objetivo foi realizar uma avaliação conceitual pelo método PIANC (2019) das dimensões náuticas da Hidrovia do Rio Paraguai

em território brasileiro. As dimensões dos passos críticos foram identificadas em profundidade, largura, raio de curvatura e gabaritos das travessias de pontes, tendo em vista as embarcações almejadas.

Dos 117 passos críticos identificados – contabilizando os Tramos norte e sul – foram avaliados os 49 passos do Tramo Sul, considerando as dimensões dos comboios tipo recomendados com uma navegação segura. Além de diagnosticar as obras civis necessárias em sete passos, para garantir a navegação com melhor classificação conforme o critério PIANC (2019), essas obras terão como objetivo assegurar a navegação dos comboios por um período mínimo correspondente a 90% do ano, consistindo essencialmente na dragagem dos trechos.

## JUSTIFICATIVA

Segundo o Plano Estratégico das Hidrovias Interiores Brasileiras (Ministério dos Transportes, 2013), ocorre uma significativa ausência de emprego do modal hidroviário interior, uma vez que não mais de 5% da carga é transportada por este modal, mas evidencia-se um potencial de crescimento de 27 MTPA até 120 MTPA de 2016 a 2031. Com uma rede fluvial de 42.000 km de hidrovias potencialmente navegáveis, somente cerca de 20.000 km são correntemente empregadas para a navegação, expondo o fraco desenvolvimento nacional deste modal. (PIANC, 2018).

Atualmente, é premente no Brasil a aplicação do estado da arte sobre o tema de recomendações para o projeto das dimensões das hidrovias interiores, como recentemente publicado pela PIANC (2019) e, nesse sentido, dispõe-se no momento de conhecimento atualizado sintonizado com as mudanças na frota de embarcações, especialmente com o crescente número de embarcações mais longas, mais largas, de maiores e mais potentes calados.

A região economicamente afetada pelo desenvolvimento da Hidrovia do Rio Paraguai está em plena expansão dentro do mercado agroindustrial e da mineração. Estima-se que a exportação de milho cresça de 15,89 MTPA para 41,50 MTPA de 2015 a 2030 e a soja tenha um crescimento projetado de 12,42 MTPA para 28,75 MTPA para o mesmo período. (UFPR e ITTI, 2015).

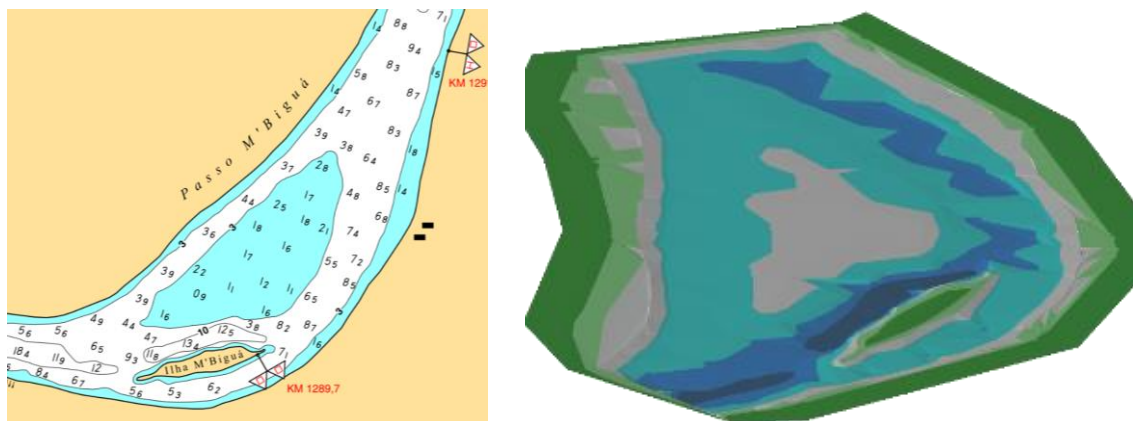
Com o aumento da demanda de movimentação dessas cargas seria inclusive viável o estudo do emprego de embarcações automotoras, conforme discutido em J.Kulczyk & T. Tabaczek (2018). O emprego de embarcações automotoras aumentaria a eficiência logística das cadeias de suprimentos, podendo substituir os outros modais utilizados, como o rodoviário e o ferroviário. Entretanto, a substituição da frota por embarcações maiores requer uma reavaliação dos tramos para garantir sua boa navegabilidade.

A partir de uma possível evolução da frota, o desenvolvimento da hidrovia possibilitará novos negócios, como o transporte do gás liquefeito boliviano, o que proporcionaria entregar este produto aos consumidores finais onde as especificidades geográficas, demográficas ou ambientais não permitem o uso de meios tradicionais. (T. Kalina & P. Piala, 2012).

## DESCRIÇÃO DOS PASSOS CRÍTICOS

Para realizar a análise dos passos críticos foi empregado um banco de dados composto majoritariamente por cartas náuticas fluviais da Marinha do Brasil, que permitiram caracterizar 49 passos críticos do Tramo Sul. Após a seleção das cartas náuticas correspondentes aos passos críticos, foi efetuada a leitura dos dados geométricos, seguindo-se a elaboração de modelos conceituais com as informações batimétricas incorporadas nos desenhos. Os modelos criados são superfícies digitais do terreno que contêm as isóbatas e a morfologia das seções escolhidas. Deve-se notar que os modelos criados têm um certo grau de imprecisão, pois prestam-se não para fins de projeto, mas de análise qualitativa e conceitual do terreno.

A Figura 2 apresenta um exemplo das informações batimétricas contidas na carta náutica e do modelo digital de terreno construído no software Civil 3D para o Passo M'Bigua.



Cor	Faixa de profundidade		Cor	Faixa de profundidade	
Dark Blue	-15,00	-11,50	Light Blue	-3,64	0,00
Blue	-11,50	-7,50	Green	0,00	+1,50
Light Blue	-7,50	-3,64	Dark Green	+1,50	+2,00

**Figura 2** - Carta náutica e modelo digital de terreno do Passo M'Bigua (MARINHA DO BRASIL e AUTORES, 2022)

## DIMENSÕES NAÚTICAS ATUAIS

Para que uma via fluvial seja considerada navegável como uma hidrovia interior, é necessário que dimensões náuticas planialtimétricas sejam satisfeitas, de modo a garantir o tráfego seguro e livre das embarcações tipo adotadas. Nos trechos que não se adequam naturalmente às dimensões seguras são necessárias obras de melhoramento do canal fluvial, que são frequentemente dragagens para adequação do gabarito geométrico.

O dimensionamento e classificação das hidrovias brasileiras atualmente se baseia nas recomendações do DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (PIANC, 2018). O sistema de classificação de hidrovias brasileiras é função das dimensões de boca (B) e comprimento (L) da embarcação de projeto e inclui um parâmetro para profundidade mínima operacional (P) da hidrovia (Tabela 1 e Tabela 2).

**Tabela 1** - Classe das hidrovias conforme comboio de projeto (PIANC, 2018).

Classe	B (m)	L (m)
I	48	280
II	33	210
III	25	210
IV	23	210
V	16	210
VI	16	120
VII	12	140
VIII	12	80
IX	12	50

**Tabela 2** - Subclasses das hidrovias conforme profundidade (PIANC, 2018).

Categoria	P (m)
Especial	> 3,50
A	3,50
B	3,00
C	2,50
D	2,00
E	1,50
F	1,00

A largura da hidrovia é determinada pelas seguintes equações:

$$\text{Hidrovia de mão simples: } W_1 = 2,2 \cdot B$$

[1]

Hidrovia de mão dupla:  $W_2 = 4,4 \cdot B$  [2]

Ainda que não haja recomendação para o cálculo da largura do canal no ápice de curvas, seção em que ocorre o máximo acréscimo da sobrelargura, na prática é calculada por:

$$W_c = W_F + \frac{L^2}{2R} \quad [3]$$

Em que:

- $W_c$  é a largura do canal em curva;
- $W_F$  é a largura do canal em tangente;
- L é o comprimento da embarcação tipo;
- R é o raio de curvatura do canal.

Por fim, outros critérios de projeto incluem:

- As curvas ficam definidas no intervalo entre 4 e 10 vezes o comprimento da embarcação tipo;
- A distância entre curvas consecutivas deve ser pelo menos 5 vezes o comprimento da embarcação tipo;
- A declividade dos taludes gerados por dragagem deve ser de pelo menos 1V:8H para canais aluviais;
- A declividade resultante de derrocamento deve ser de no mínimo 1V:1H.

Para o Tramo Sul da Hidrovia do Rio Paraguai as características dimensionais mínimas são:

**Tabela 3 - Recomendações DNIT.**

Profundidade (m)	Largura (m)	Raio de curvatura (m)
3,0	105,6	1160 - 2900

O critério do DNIT, apesar de publicado em 2016, é baseado em recomendações europeias da década de 1950 e adotadas para automotores. Isso mostra a necessidade de apresentar recomendações mais atuais com relação ao transporte e à dinâmica fluvial, justificando a adoção da recomendação de 2019 da PIANC, confrontando as classificações e verificando a possibilidade de otimizar a navegação nos passos críticos.

## RECOMENDAÇÕES PIANC 2019

O grupo de estudo InCom WG 141 da PIANC, motivado pela falta de diretrizes internacionais para as vias de navegação interior, em contraste com as da navegação marítima, buscou estabelecer uma sistematização para as dimensões mínimas das vias navegáveis interiores. Este artigo limitou-se a analisar as considerações acerca dos principais parâmetros geométricos de projeto: mínima largura, mínima profundidade e mínimo raio de curvatura.

A fim de comparação, foi avaliado um perfil trapezoidal em canais e rios de diversos países, entre eles China, Holanda, França, Alemanha, Rússia e Estados Unidos. A partir das relações de  $W_F/B$  e  $h/T$  das hidrovias existentes e as relacionando com a qualidade de navegação de cada canal – em que A é condução quase irrestrita; B condução moderada a fortemente restringida; C condução fortemente restringida em distâncias curtas – foi possível construir a Tabela 4, que exhibe os valores para largura, profundidade e mínimo raio de curvatura para cada classificação adotada.

Com relação à profundidade mínima do canal, é proposta uma relação de 1,3 vezes o calado. Esse valor garante uma boa qualidade de condução, contando com folga suficiente sob a quilha em águas rasas e pode ser reduzido em detrimento da qualidade de condução, mas não deve ser inferior a 1,2. Neste caso, o projetista deve definir a folga sob a quilha, que depende da natureza do fundo do rio, bem como do tipo e equipamento da embarcação. Os seguintes aspectos devem ser considerados:

- O squat aumenta com a velocidade da embarcação em relação à água. Assim, a condução fácil em altas velocidades exige folga suficiente sob a quilha;



- Com a diminuição da razão profundidade/calado, a velocidade a ser empregada pela embarcação tende a ter que ser reduzida. Portanto, um mínimo de 0,2 m de afundamento dinâmico deve ser considerado, o que geralmente permite uma velocidade suficiente em águas rasas;
- No caso da redução de velocidade mencionada no item anterior, isso pode levar a larguras extra maiores, especialmente em campos de correntes cruzadas e para levar em conta as influências do vento, mas também em curvas em um acionamento a jusante
- Se a largura do canal não puder ser aumentada, é necessária uma folga mínima extra abaixo da quilha para uma navegação segura, aumentando-se o mínimo de 20 cm para 40 cm, no caso de rocha sólida no fundo do rio, 50 cm para fundo em cascalho e 50 cm para propulsor de proa totalmente eficaz.

Compilando as considerações e critérios sucintamente descritos, o grupo de estudo propôs três classes de qualidade de navegação, a partir das dimensões do canal e da embarcação tipo (Tabela 4).

**Tabela 4 - Recomendações PIANC (2019).**

Via navegável	Faixa navegável para canal de mão única			Observações
	Qualidade de navegação			
	C	B	A	
Min $W_F$ (seções em tangente) – (m)	3 B = 144		3,4 B = 163,2	Por questões de segurança
	2,8 B = 134,4	3,2 B = 153,6		
Min h (sobre toda largura da via) – (m)	1,2 T = 3,12	1,3 T = 3,38	$\geq 1,3 T = 3,64$	Por conta do squat e da eficiência dos propulsores
Min R – (m)	2 L = 580	3 L = 870	4 L = 1160	Dependendo das condições naturais

\*B = boca da embarcação; L = Comprimento da embarcação; T = Calado da embarcação;

$W_F$  = largura da faixa navegável; h = profundidade da faixa navegável; R = raio de curvatura da faixa navegável

## EXTRAPOLAÇÃO PARA COMBOIO 5X5

O maior comboio que navega na hidrovia do Rio Paraguai opera no trecho mais a jusante, entre Santa Fé (Argentina) e Nueva Palmira (Uruguai). O trecho é fluviomarítimo e compreende comboios com formação 5x5, com capacidade de carga de até 40.000 tpb (Denise, 2015). O aproveitamento dessa capacidade máxima de transporte no trecho brasileiro do rio acarretaria mudanças nas classificações dos passos do Tramo Sul, em termos de largura e raio.

Os Gráficos 4 e 5 mostram os percentuais dos 49 passos críticos selecionados que se enquadram em cada classificação para o comboio tipo atual (4x4) e para uma fase futura da hidrovia, com o comboio 5x5, com o objetivo de verificar a viabilidade de uma possível expansão hidroviária.

## OBRAS CIVIS

A última etapa deste estudo foi verificar quantitativamente e qualitativamente as obras civis necessárias para que os passos críticos fossem classificados na categoria A para a navegação atual, conforme PIANC 2019, além de inferir quais seriam as obras suplementares necessárias para viabilizar os passos críticos para a navegação do comboio tipo 5x5, que já navega nos trechos sob jurisdição paraguaia e argentina mais ao sul da hidrovia.

A partir dos modelos construídos com as informações das cartas náuticas e empregando o software Autodesk Civil 3D, foram traçados alinhamentos horizontais que serviram de eixo do canal navegável e delimitaram-se os raios mínimos de curvatura, para o comboio de projeto atual e para a projeção do comboio 5x5, ou seja, respectivamente, 1160 e 1440 m. Com esse alinhamento, a faixa de navegação foi estabelecida com as respectivas larguras “Classe A” para ambos os comboios: 163,2 m e 204 m. Depois de garantir que a profundidade mínima dessas seções fosse de 3,64 m –

classificação “A” para profundidade – foram lançados nas extremidades taludes de inclinação 1V: 8H até encontrar a superfície do canal atual, possibilitando a modelagem de um novo canal no trecho.

## RESULTADOS

### RECOMENDAÇÕES DO DNIT X PIANC 2019

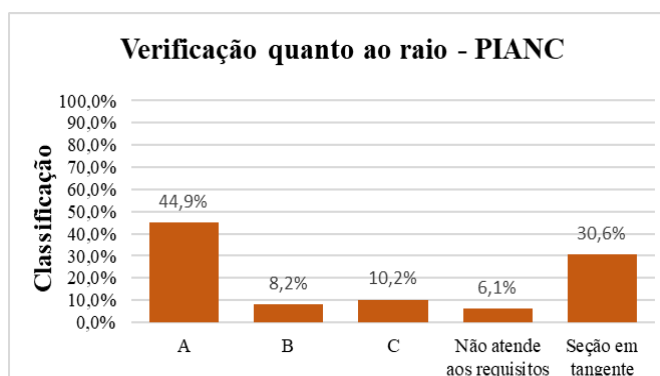
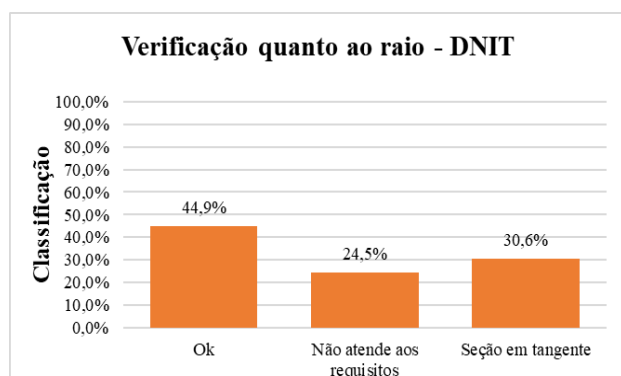
A Tabela 5 exhibe a classificação dos 49 passos críticos estudados do Tramo Sul, com relação a largura, raio e profundidade, para ambos os critérios adotados nesse estudo. Na sequência das análises foram construídos gráficos agrupando as classificações para cada variável geométrica do canal navegável.

**Tabela 5 - Classificação dos passos conforme critérios DNIT e PIANC. Fonte: Autores, 2022.**

Passo	DNIT			PIANC		
	Largura	Raio	Profundidade	Largura	Raio	Profundidade
Proximidades da Ilha da República	Ok	Seção em tangente	Ok	Não atende aos requisitos	Seção em tangente	A
Porto Sastre	Ok	Não atende aos requisitos	Ok	Não atende aos requisitos	B	A
Proximidades da Cancha Estrela	Ok	Seção em tangente	Ok	A	Seção em tangente	A
Boca inferior Riacho Celina	Ok	Não atende aos requisitos	Ok	A	Não atende aos requisitos	A
Proximidades de Porto Murtinho	Ok	Não atende aos requisitos	Ok	Não atende aos requisitos	C	A
Passo Tarumã	Ok	Ok	Ok	A	A	A
Ilha Fecho dos Morros	Ok	Ok	Ok	Não atende aos requisitos	A	A
Passo Camba Nupa	Ok	Seção em tangente	Ok	A	Seção em tangente	A
Passo Camba Nupayvira-Yu	Ok	Ok	Ok	A	A	A
Barranco Branco	Ok	Não atende aos requisitos	Ok	A	B	A
Passo Olimpo	Ok	Ok	Não atende aos requisitos	A	A	Não atende aos requisitos
Furado do Nabileque	Ok	Não atende aos requisitos	Não atende aos requisitos	C	Não atende aos requisitos	Não atende aos requisitos
Passo Curuçu	Ok	Seção em tangente	Não atende aos requisitos	A	Seção em tangente	Não atende aos requisitos
Ilha do Braga	Ok	Seção em tangente	Ok	A	Seção em tangente	A
Da Ilha Rabo de Ema à Ilha Spinello	Ok	Ok	Ok	A	A	A
Porto Mirhanovich	Ok	Não atende aos requisitos	Ok	Não atende aos requisitos	Não atende aos requisitos	A
Passo Alegrete Inferior	Ok	Ok	Ok	A	A	A
Passo Alegrete Superior	Ok	Seção em tangente	Ok	A	Seção em tangente	A
Proximidades da Fazenda Nu Guazu	Ok	Ok	Não atende aos requisitos	A	A	Não atende aos requisitos
Passo Periquitos	Ok	Ok	Ok	A	A	A
Porto Esperanza	Ok	Seção em tangente	Ok	A	Seção em tangente	A
Passo Cururu	Ok	Ok	Ok	A	A	A
Baía Negra	Ok	Ok	Ok	A	A	A
Rio Negro	Ok	Ok	Ok	A	A	A
Isla del Sauce	Ok	Ok	Não atende aos requisitos	A	A	Não atende aos requisitos

Ilha Santa Rosa	Ok	Ok	Não atende aos requisitos	A	A	Não atende aos requisitos
Proximidades da Ilha Santa Fé	Ok	Não atende aos requisitos	Ok	B	C	A
Porto Bursh	Ok	Ok	Ok	C	A	A
M'Biguá	Ok	Ok	Não atende aos requisitos	A	A	Não atende aos requisitos
Passo Rebojo Grande	Ok	Seção em tangente	Ok	A	Seção em tangente	A
Passo Paratudal	Ok	Ok	Ok	A	A	A
Proximidades Fazenda Primavera	Ok	Não atende aos requisitos	Não atende aos requisitos	A	C	Não atende aos requisitos
Passo Piuvas Inferior	Ok	Não atende aos requisitos	Ok	A	C	B
Passo Piuvas Superior	Ok	Seção em tangente	Ok	A	Seção em tangente	A
Volta da Ferradura	Ok	Não atende aos requisitos	Ok	A	C	A
Proximidades do Morro do Conselho	Ok	Não atende aos requisitos	Ok	A	B	A
Proximidades da Ilha do Bugio	Ok	Não atende aos requisitos	Ok	A	B	A
Proximidades da Ponte do Rio Branco	Ok	Ok	Ok	A	A	A
Passo do Jacaré	Ok	Ok	Ok	A	A	A
Proximidades da Ponte Nossa Senhora do Pantanal	Ok	Seção em tangente	Ok	A	Seção em tangente	A
Passo Caraguatá	Ok	Seção em tangente	Não atende aos requisitos	B	Seção em tangente	Não atende aos requisitos
Proximidades da Ilha Cambará Ferrado	Ok	Ok	Ok	B	A	C
Passo Abobral	Ok	Seção em tangente	Ok	A	Seção em tangente	A
Proximidades do Porto da Manga	Ok	Seção em tangente	Ok	A	Seção em tangente	A
Proximidades do Rio Taquari	Ok	Ok	Ok	A	A	A
Passo Macunã	Ok	Seção em tangente	Ok	A	Seção em tangente	A
Proximidades da Ilha Tira Catinga	Ok	Seção em tangente	Ok	A	Seção em tangente	A
Volta Miguel Henrique	Ok	Ok	Ok	A	A	A
Passo de Santana ou Jatobá	Ok	Ok	Ok	C	A	A

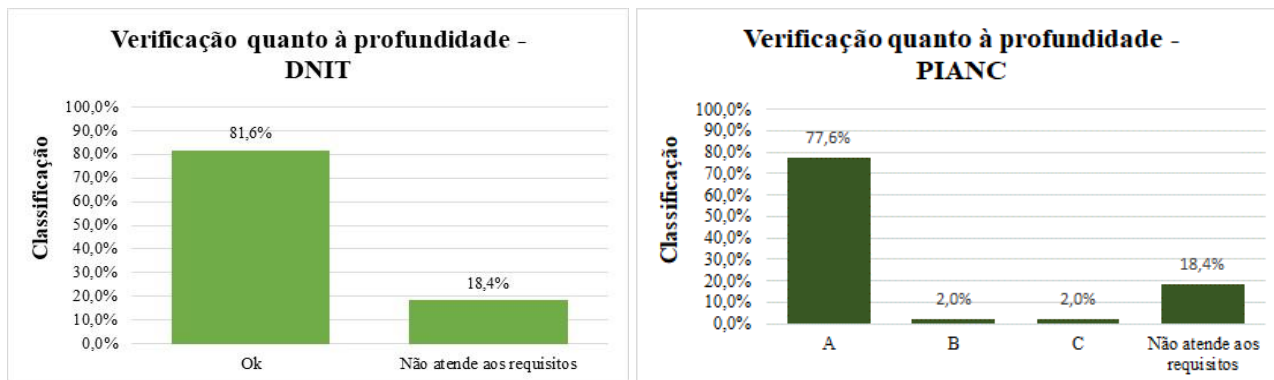
A seguir são apresentados gráficos compilando os dados descritos na Tabela 5.



**Gráfico 1 - Verificação dos passos quanto ao raio - Critério DNIT e PIANC 2019. Fonte: Autores, 2022.**

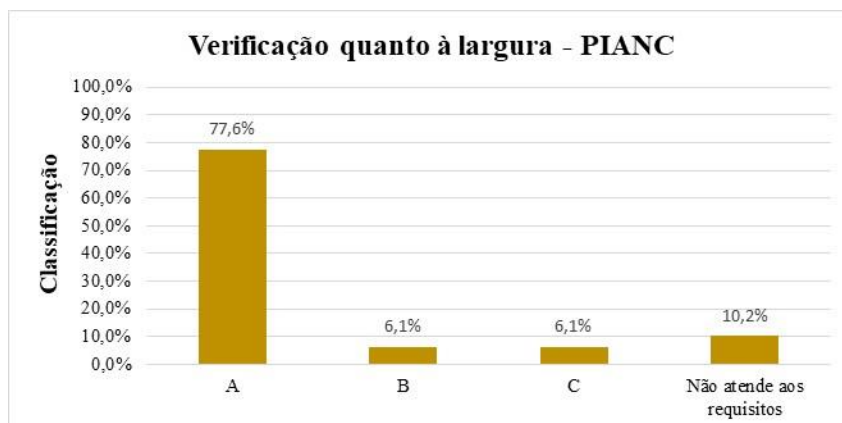
Verifica-se que atualmente 24,5% dos passos críticos não atendem aos requisitos mínimos para o raio de curvatura propostos pelo DNIT, ou seja,  $R = 1160$  m. Tal fato implica no constante ataque às margens do rio nas seções de curvas, e ressalta a necessidade de uma abordagem firme quanto aos critérios de dimensionamento das hidrovias, de acordo com cada comboio tipo permitido.

Quando analisado sob os critérios do InCom 141 da PIANC (2019), um número menor de passos não atende aos requisitos mínimos de raio de curvatura, apenas 6,1%.



**Gráfico 2** - Verificação dos passos quanto à profundidade - Critério DNIT e PIANC 2019. Fonte: Autores, 2022.

De acordo com as cartas náuticas, 18,4% dos passos apresentam profundidade média insuficiente para navegação do comboio tipo do Tramo Sul, tanto pelo critério DNIT, quanto pelo critério PIANC 2019, conforme exibido no Gráfico 2, resultando na perda de eficiência operacional neste tramo.



**Gráfico 3** - Verificação dos passos quanto à largura - Critério PIANC 2019. Fonte: Autores, 2022.

Diferentemente do DNIT, em que a largura mínima para o comboio tipo do Tramo Sul é 105,6 m, ocasionando na aprovação de 100% dos passos, o critério da PIANC é mais exigente com relação à largura mínima do canal navegável. Desta forma, 10,20% dos passos não atendem ao critério, como exibe o Gráfico 3.

## OBRAS CIVIS

Após a modelagem de todos os passos críticos, foi possível criar seções transversais nos pontos críticos de cada passo e obter a largura da faixa navegável de cada seção, definindo a profundidade mínima em 3,64, que é a classificação A, segundo a PIANC 2019. A Tabela 6 resume os resultados obtidos dos quantitativos de dragagem para os passos selecionados.

O presente artigo se concentrou em estudar sete passos críticos – Caraguatá, Curuçu, Olimpo, Porto Sastre, Porto Mirhanovich, Furado do Nabileque e M'Biguá – para verificar os volumes de

dragagem necessários para que os trechos pudessem ser classificados como “A” nos três critérios geométricos: profundidade, largura e raio de curvatura.

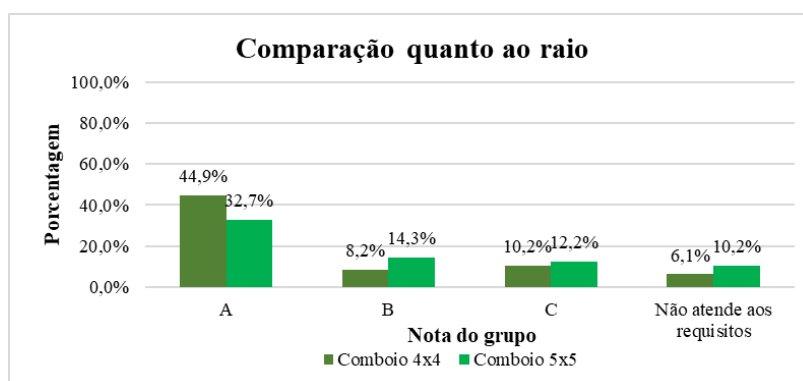
**Tabela 6** – Volumes de dragagem para os sete passos atenderem à classificação A da PIANC 2019. Fonte: Autores, 2022.

Passo	Carta	Área (m <sup>2</sup> )	Volume de Dragagem (m <sup>3</sup> )	Cota média de dragagem (m)	Profundidade média do canal (m)
Caraquatá	3359	391.270	377.239	-0,96	4,11
Curuçú	3343	414.898	114.485	-0,28	5,35
Olimpo	3341	443.546	175.024	-0,39	5,12
Porto Sastre	3334	1.060.489	196.998	-0,19	4,81
Porto Mirhanovich	3344	1.928.781	2.454.927	-1,27	7,28
Furado do Nabileque	3342	1.037.155	917.136	-0,88	5,06
M' Biguá	3351	369.223	762.511	-2,07	5,62

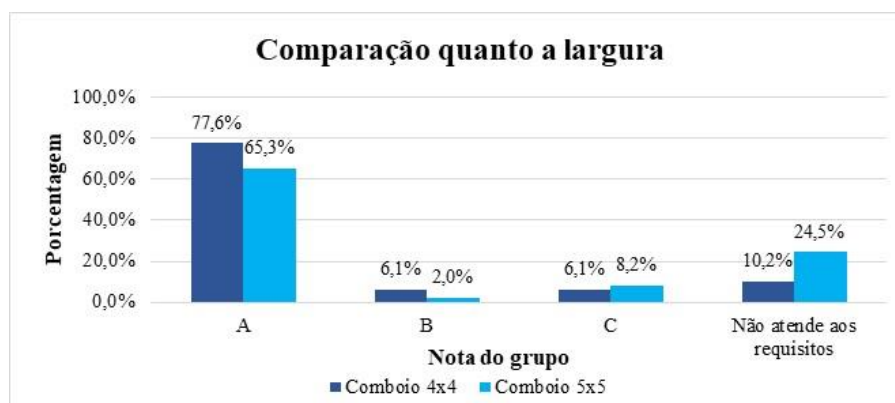
O cálculo do volume dragado foi efetuado com o auxílio do software Autodesk Civil 3D em que superfícies 3D são construídas, uma com as elevações e morfologia do canal existente e outra com as elevações e geometria do canal proposto, e subtraídas uma da outra, resultando em uma superfície que carrega – no contexto do estudo – o volume a ser dragado para obter o canal proposto. Observa-se que a cota média de dragagem é de aproximadamente -0,86 m e que em todos os casos, seja por conformidade ao raio mínimo de curvatura, ou seja diretamente pela baixa profundidade, houve necessidade de dragagem nos trechos.

## EXTRAPOLAÇÃO PARA COMBOIO 5X5

Para o comboio 5x5 foi realizado um levantamento das seções segundo a classificação PIANC 2019 para a largura e raio. Os resultados são mostrados nos Gráficos 4 e 5.



**Gráfico 4** - Comparação quanto ao raio - Critério PIANC 2019. Fonte: Autores, 2022.

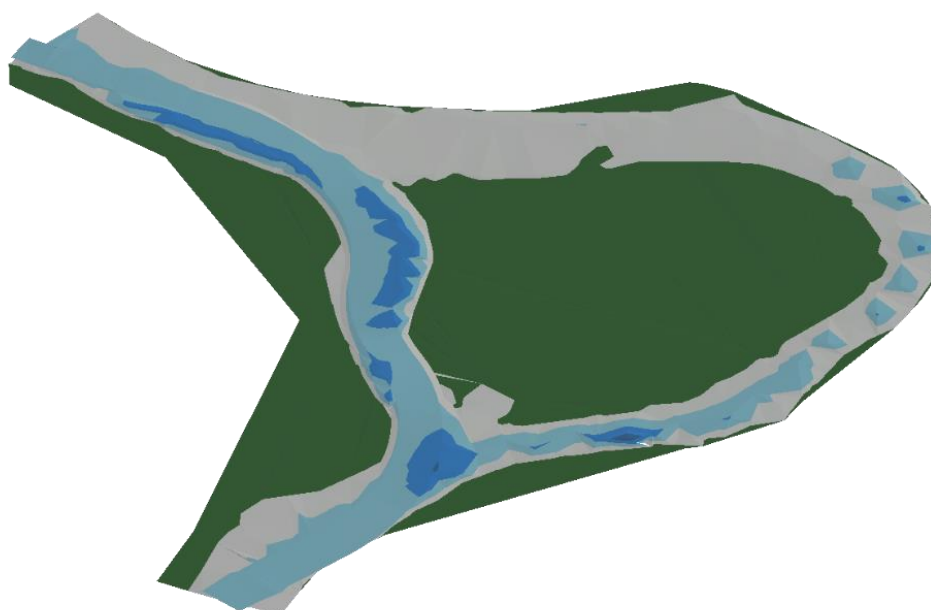


**Gráfico 5** - Comparação quanto à largura - Critério PIANC 2019. Fonte: Autores, 2022.

Observando os gráficos, é possível verificar que haveria um aumento de aproximadamente 12,2% de trechos que não atendem aos requisitos mínimos, em termos de largura, e de 4,1% em relação ao raio mínimo. Além disso, para ambas as variáveis, há um decréscimo de 12,2% nos trechos classificados como A.

Os resultados esperados ao final são o volume de dragagem em cada trecho para permitir a navegação do comboio atual, na classe “A” da PIANC 2019 e verificação do volume para torná-lo navegável nesta mesma fase para o comboio 5x5. Para exemplificar, apresenta-se o resultado obtido para o Passo Furado do Nabileque.

O Passo do Furado do Nabileque (Figura 3) não atende aos requisitos mínimos do DNIT e PIANC 2019 para raio de curvatura e profundidade, conforme apresentado na Tabela 5, e se enquadra no critério C de largura da PIANC 2019.



**Figura 3** - Furado do Nabileque. Fonte: Marinha do Brasil e Autores, 2022.

A Tabela 7 exhibe os resultados obtidos. Nela é possível observar que para fazer com que o trecho seja classificado como “A” para o comboio 4x4 será necessário dragar, aproximadamente, 917.136 m<sup>3</sup>. Caso haja um aumento de demanda para a hidrovía, e seja necessária a navegação de comboios 5x5, será preciso dragar, a mais, 1.838.170 m<sup>3</sup>.

**Tabela 7** - Quantitativos para o Passo do Furado do Nabileque. Fonte: Autores, 2022.

Comboio	Cota média de dragagem (m)	Volume dragado (m <sup>3</sup> )	
4x4	-0,88	917.136	
5x5	-2,41	2.755.307	
	-1,53	1.838.170	Acréscimo Dragagem

## CONCLUSÕES

O potencial da navegação interior reside não apenas no maior aproveitamento das hidrovias existentes, mas também na expansão da malha, pois grande parte do sistema hidroviário da América do Sul permanece sem uso. O potencial também está na melhor integração das hidrovias nas cadeias logísticas de transporte.

Por exemplo, na Colômbia, de um total de 24.274 km de hidrovias navegáveis apenas 18.225 km são efetivamente utilizados. No Brasil, por sua vez, cerca de 42.000 km de rios são potencialmente navegáveis, no entanto apenas 20.000 km são atualmente usados para navegação (Jaimurzina et al., 2017).

Neste contexto, uma classificação comum das vias navegáveis interiores poderá constituir um instrumento de avaliação do estado das vias existentes e da sua capacidade atual e potencial de integração nas cadeias logísticas nacionais e regionais, contribuindo para a implementação de um sistema logístico mais sustentável. Além disso, ajudaria a identificar a rede de vias navegáveis interiores principal e secundária e as suas conexões, bem como permitiria o monitoramento do seu desenvolvimento e a avaliação da extensão dos projetos de infraestrutura que podem melhorar a capacidade da rede.

A Hidrovia do Rio Paraguai apresenta enorme potencial econômico e logístico. A adoção de novas recomendações, em convergência com as boas práticas mundiais para dimensionamento e classificação das hidrovias, se faz necessária, uma vez que as recomendações atuais estão obsoletas. De forma inovativa, neste artigo foi apresentada uma avaliação das hidrovias que ainda não é adotada nos projetos no Brasil, para contribuir com novos e mais aprofundados estudos, exemplificando quantitativamente quanto às intervenções tipicamente necessárias para melhorar a navegação na hidrovia.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Contra-Almirante Reinaldo Antonio Ferreira de Lima, pelo interesse pessoal para que pudessem ser disponibilizadas Folhas de Bordo das Cartas Náuticas dos Levantamentos Hidrográficos do Rio Paraguai junto ao Banco Nacional de Dados Oceanográficos – BNDO, do Centro de Hidrografia da Marinha – CHM, da Diretoria de Hidrografia e Navegação – DHN - da Marinha do Brasil.

## REFERÊNCIAS

- Francisco, Denise. A.** Estudo de Viabilidade de Melhorias na Navegabilidade da Hidrovia Paraguai-Paraná. Dissertação de Mestrado: Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2014.
- Jaimurzina, A. and Wilmsmeier, G.** (2016): “Inland navigation and a more sustainable use of natural resources: networks, challenges, and opportunities for South America”, November, Bulletin FAL 351, ECLAC.
- Kalina, T. & Piala, P.** River – sea technology in transport of energy products. The International journal on Marine Navigation and Safety of Sea Transportation, Vol. 6, Number 4, December 2012.
- Kulczyk, J. & Tabaczek, T.** Logistic condition of container transportation on the Oder Waterway. The International journal on Marine Navigation and Safety of Sea Transportation, Vol. 12, Number 1, March 2018. DOI: 10.12716/1001.12.01.15.
- Marinha do Brasil** - Centro de Hidrografia e Navegação do Oeste. Navegabilidade no Rio Paraguai de Corumbá à Foz do Rio Apa. Disponível em: <marinha.mil.br/chn-6/?q=node/33>. Acesso em: 08 de abril de 2021.
- Marinha do Brasil** - Centro de Hidrografia e Navegação do Oeste. Navegabilidade no Rio Paraguai de Corumbá à Foz do Rio Cárceres. Disponível em: <marinha.mil.br/chn-6/?q=node/32>. Acesso em: 08 de abril de 2021.
- Marinha do Brasil** – Centro de Hidrografia da Marinha. Cartas Náuticas. Disponível em <marinha.mil.br/chm/dados-do-segnav-cartas-nauticas/cartas-nauticas>. Acesso em: 08 de abril de 2021.
- PIANC.** Development of a proposal of inland waterway classification for South America. InCom Interim Report n° 201 – 2018, 2018
- PIANC.** Design Guidelines for inland waterway dimensions. InCom WG 141 – 2019.
- Universidade Federal do Paraná.** Instituto Tecnológico de Transporte e Infraestrutura. Hidrovia do Rio Paraguai. Estudo de Viabilidade Técnica, Econômica e Ambiental: Relatório dos Estudos e Projetos dos Melhoramentos Cotejados. Instituto Tecnológico de Transportes e Infraestrutura. – Curitiba: UFPR/ITTI, 2015.
- Universidade Federal do Paraná.** Instituto Tecnológico de Transporte e Infraestrutura. Hidrovia do Rio Paraguai. Estudo de Viabilidade Técnica, Econômica e Ambiental: Matriz de Oportunidades da Hidrovia Paraguai-Paraná. Instituto Tecnológico de Transportes e Infraestrutura. – Curitiba: UFPR/ITTI, 2015.

## UTILIZAÇÃO DE TUBO GEOTÊXTIL COMO QUEBRA-MAR SUBMERSO NA MITIGAÇÃO DA EROSÃO COSTEIRA

Rodrigo dos Santos Barbosa & Júlio César da Silva

PROFÁGUA-UERJ, Rua São Francisco Xavier 524, 6º andar, sala 6002, bloco C, Pavilhão Reitor João Lyra Filho, Maracanã,

Rio de Janeiro, RJ, Brasil

rodrigo.barbosa@profagua.uerj.br; julio.silva@profagua.uerj.br

### RESUMO:

Um dos problemas que impactam as cidades costeiras, é erosão costeira. No Brasil, muitas cidades estão tendo que lidar com esse tipo de problema fazendo a utilização de projetos de contenção, desapropriações de áreas, fechamento de vias e áreas de lazer adjacentes a praia. Com isso, obras para mitigação da Erosão Costeira tem custos muitos elevados, que na maioria das vezes são construídas de forma emergencial, gerando impactos na morfologia praial local e nas vizinhanças, modificando a paisagem. Porém, pouco se tem de conhecimento adquirido sobre como a implantação das obras de engenharia costeira contribuem para a aceleração ainda maior da erosão. O presente trabalho apresenta estudo bibliográfico da arte, com casos de estudo e uma sugestão de pré-estudo para implantação da técnica no estado do Rio de Janeiro, com o intuito de apresentar as vantagens da utilização do tubo geotêxtil como quebra-mar submersos na mitigação dos efeitos da erosão, entendendo o comportamento da estrutura e sua estabilidade, mostrando assim a viabilidade dessa alternativa para as obras de recuperação dos ambientes costeiros e apresentando suas inúmeras vantagens.

### ABSTRACT:

One of the problems that impact coastal cities is coastal erosion. In Brazil, many cities are having to deal with this type of problem, making use of defense projects, expropriation of areas, closure of roads and leisure areas adjacent to the beach. Thus, works to mitigate Coastal Erosion have very high costs, which are most often built on an emergency basis, generating impacts on the local beach morphology and in the neighborhoods, modifying the landscape. However, little has been acquired about how the implementation of coastal engineering works contributes to an even greater acceleration of erosion. The present work shows a bibliographical study of the art, with case studies and a suggestion for a pre-study for implementing the technique in the state of Rio de Janeiro, to present the advantages of using Geotube as a submerged breakwater in the mitigation of the effects of erosion, understanding the behavior of the structure and its stability, thus showing the feasibility of this alternative for recovery works of coastal environments and presenting its numerous advantages.

**PALAVRAS-CHAVE:** Erosão costeira; Quebra-mar submerso; Arrecifes artificiais; Tubo geotêxtil.



## INTRODUÇÃO

Um dos problemas que impactam as cidades costeiras, é erosão costeira. No Brasil, muitas cidades estão tendo que lidar com esse tipo de problema fazendo a utilização de projetos de contenção, desapropriações de áreas, fechamento de vias e áreas de lazer adjacentes a praia. O presente trabalho apresenta estudo bibliográfico da arte, com casos de estudo, com o intuito de apresentar as vantagens da utilização do tubo geotêxtil como quebra-mar submersos na mitigação dos efeitos da erosão, entendendo o comportamento da estrutura e sua estabilidade, mostrando assim a viabilidade dessa alternativa para as obras de recuperação dos ambientes costeiros.

## EROSÃO COSTEIRA

A erosão costeira pode ser entendida como a resultante na paisagem da deficiência no balanço sedimentar em determinado segmento da linha de costa, durante determinado intervalo de tempo. Já o balanço sedimentar deve ser entendido como a diferença, em volume, entre o suprimento e a supressão de materiais sedimentares em determinado segmento costeiro.

A Erosão Costeira é um problema que vem causando muitos danos as cidades litorâneas no mundo inteiro, desafiando estudiosos e gestores públicos na mitigação desse problema já que problemas erosivos causam muitos danos ao meio natural, especialmente em zona costeira, como pode ser visto na figura 1. A gestão desse problema é bastante complexa e desafiadora pois além de causas naturais como o enfraquecimento do solo também existem as interferências humanas. Com isso, existe a necessidade de obras de engenharia que garantam a estabilidade e sistemas que preveem a ocorrência desse problema.

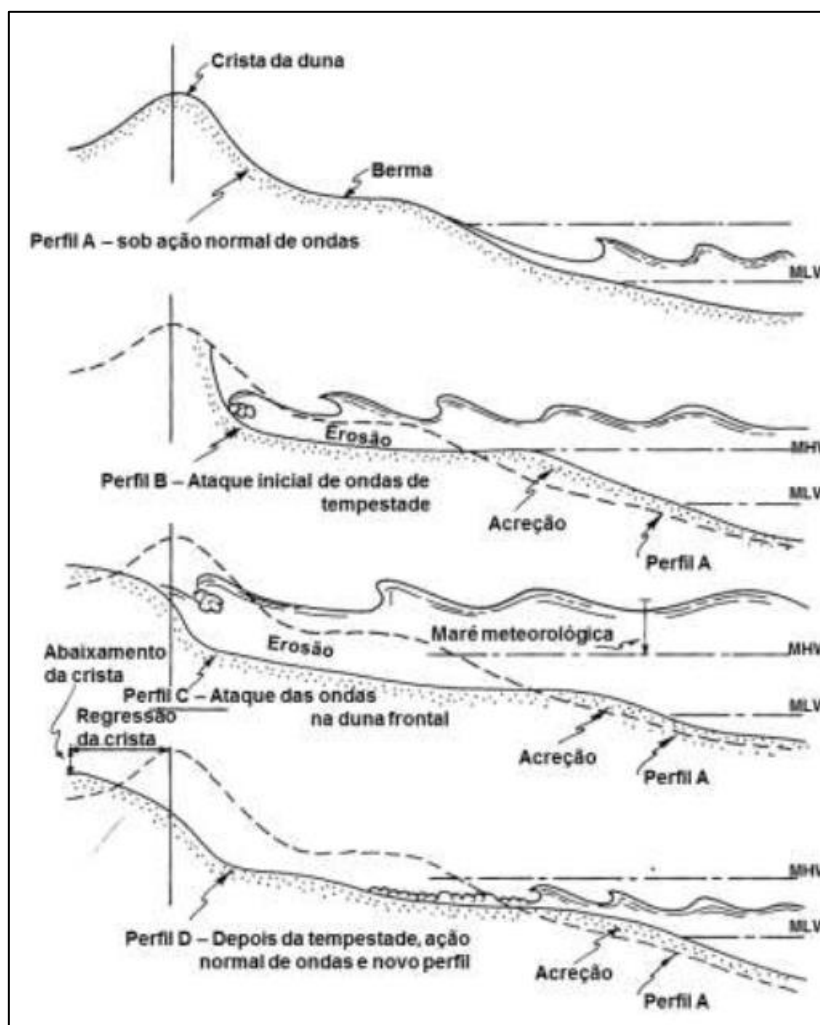


**Figura 1.** - Erosão costeira na Praia da Macumba, Rio de Janeiro-RJ. Fonte: Jornal O GLOBO, 2017

Recentemente, Luijendijk et al. (2018), em uma pesquisa com base em aproximadamente 2 milhões de imagens de satélite entre 1984 e 2016, verificaram que, fora das regiões polares, 31% do litoral mundial é formado por praias arenosas. De acordo com os autores, considerando todas as praias do planeta, 48% se apresentam como estáveis, 28% crescem em direção ao mar e 24% recuam persistentemente sob efeito da erosão costeira, em taxas que excedem 0,5 metro por ano.

## QUEBRA-MAR SUBMERSO

Uma forma menos agressiva de proteger as praias é propiciar um mecanismo de defesa natural que elas já possuem, arrebenção de ondas. Existem processos sazonais de erosão e acreção naturalmente nas praias, ilustrado na Figura 2. A forma que a praia responde a estes processos cíclicos é um bom exemplo de como a própria praia fornece a melhor proteção. Durante eventos de tempestade com ondas mais energéticas, a areia é removida das praias, construindo uma barreira natural mais ao fundo, chamado comumente de “Banco de areia”, forçando estas ondas grandes quebrarem e dissiparem antes mesmo de chegarem na praia. Uma vez que as ondas menos energéticas voltam a atingir a praia, a areia retorna as condições anteriores, reconstruindo a praia, preparando-a para o próximo evento de inverno.



**Figura 2.** - Perfis característicos de praia sob ação de ondas de mau tempo e bom tempo. Fonte: Adaptado de USACE, 2014

Recifes são conhecidos por fornecer estabilização natural da linha de costa ao dissipar a energia das ondas. Arrecifes artificiais submersos podem atuar da mesma maneira, de forma a permitir a propagação de pequenas ondas e atenuação ou bloqueio de ondas maiores. Além disso, os arrecifes submersos ainda mostram-se ser uma solução ecologicamente favorável e não afetam diretamente a praia, mantendo sua beleza natural (Arnouil, 2006).

Arrecifes artificiais ou quebra-mares submersos são estruturas lineares geralmente orientadas paralelamente a linha da costa. Elas podem ser construídas como uma estrutura contínua ou segmentada em seções com pequenos espaços entre elas. A redução da energia da onda ocorre através da dissipação, reflexão e difração (Coastal Engineering Manual, part V Cap 4).

A redução da energia da onda e modificação das correntes próximas a costa pode favorecer a deposição de sedimentos na linha de costa sem bloquear os processos litorâneos.

Segundo Sharifahmadian, (2016), quebra-mares submersos têm se tornado mais comuns que os quebra-mares emersos, pois eles são mais agradáveis esteticamente, o que é importante para a manutenção do turismo nas áreas. Outra vantagem dos quebra-mares submersos é que eles mantêm a troca de águas, que é importante para questões de qualidade de água (Kobayashi et al., 2007). Ainda existe um interesse crescente no desenho das estruturas de proteção para que tenham dupla função otimizando as condições locais de surf (Ranasinghe and Turner, 2006), Aguiar (2006 e 2015). A estrutura submersa também pode ter dupla função ao criar área de desenvolvimento biológico, como substrato e tocas, dependendo do material com o qual é construído.

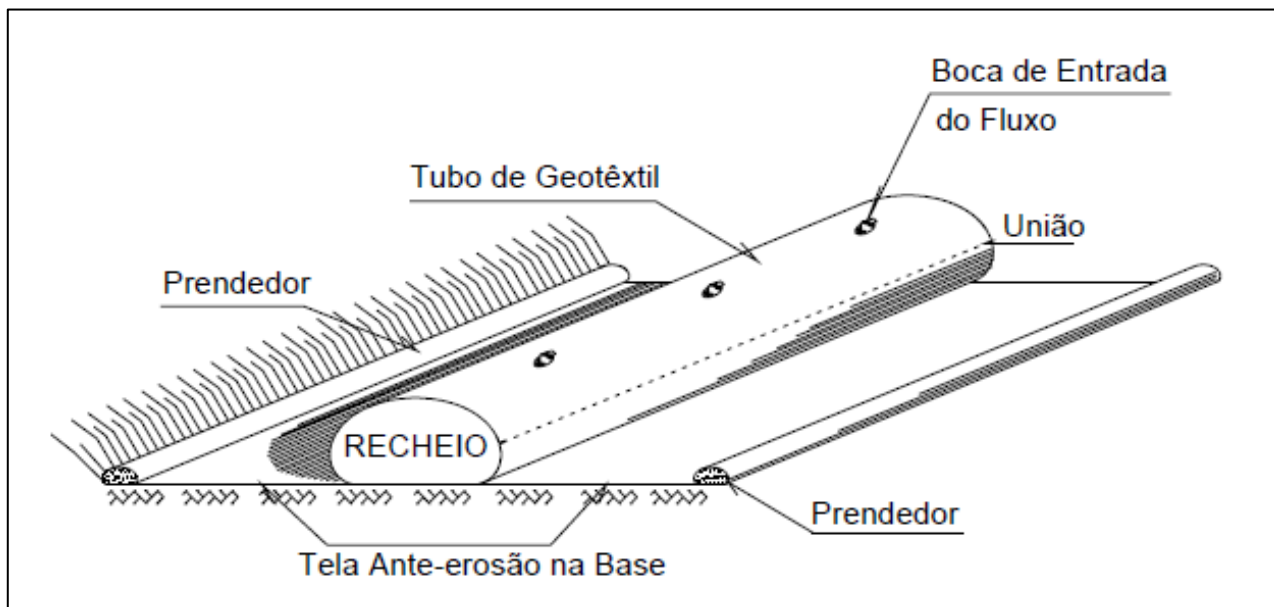
## TUBO GEOTÊXTIL

As Formas têxteis tubulares, também chamados de geotubos, tubos de geotêxtil, tubos, salsichão, espigão, entre outras nomenclaturas existentes, são estruturas tubulares de geossintéticos, com diâmetros que variam de um a vários metros e com comprimento teoricamente infinito. Elas podem ser preenchidas com ar, água e solo.

Existe uma grande diversidade de polímeros, que são base da fabricação dos geossintéticos que são produtos industrializados, com aplicação na engenharia geotécnica, constituídos por um polímero sintético ou natural. Sua matéria-prima sintética base são principalmente polietileno (PE), polipropileno (PP), poliéster (PET), polietileno de alta densidade (PEAD), policloreto de vinila (PVC) e poliamida (PA).

Os polímeros mais comuns na confecção de Tubos geotêxtil são o PP e o PET, sendo que, Kazimierowicz (2014) destaca o uso de geotêxtil de elevada permeabilidade e resistência à tração.

O preenchimento das formas têxteis tubulares pode ser por areia dragada por via úmida no próprio local onde ela será instalada. O enchimento pode ser feito de duas formas: mediante uso de uma bomba lama ou através de um funil. A bomba suga a mistura de solo e água e a conduz através de uma mangueira flexível ao interior do tubo, muitas vezes encontram-se instaladas como parte de lanchas ou barcaças. O enchimento do tubo com funil se realiza pendurando este aparelho a uma determinada distancia sobre a altura final de desenho do tubo. A parte inferior do funil é conectada a uma boca de entrada do Tubo. Logo se procede a colocar solo e água dentro do funil, garantindo a fluidez necessária para o enchimento do tubo as partes básicas de um Tubo de Geotêxtil são as seguintes: o tubo propriamente dito, a tela ante-erosão, prendedores e a boca de entrada do fluxo. (Figura 3)



**Figura 3.** - Vista Isométrica de um Tubo de Geotêxtil. Fonte: Ortiz, R.N et al(sd)

Diversos autores descrevem a instalação das formas têxteis tubulares como simples, de baixos custo e impacto sobre o meio ambiente, provando ser uma alternativa viável comparada às técnicas tradicionais de enrocamento. Armstrong (1976) e Restall et al. (2002) apresentam orçamentos de algumas obras de proteção costeira comparando a utilização de formas têxteis tubulares com outras soluções e mostram que os custos totais ao final do empreendimento alcançaram economia de até 60% (Tabela 1).

**Tabela 1.** - Valores de orçamentos de projetos hidráulicos. Fonte: Adaptado Dias Filho, 2016.

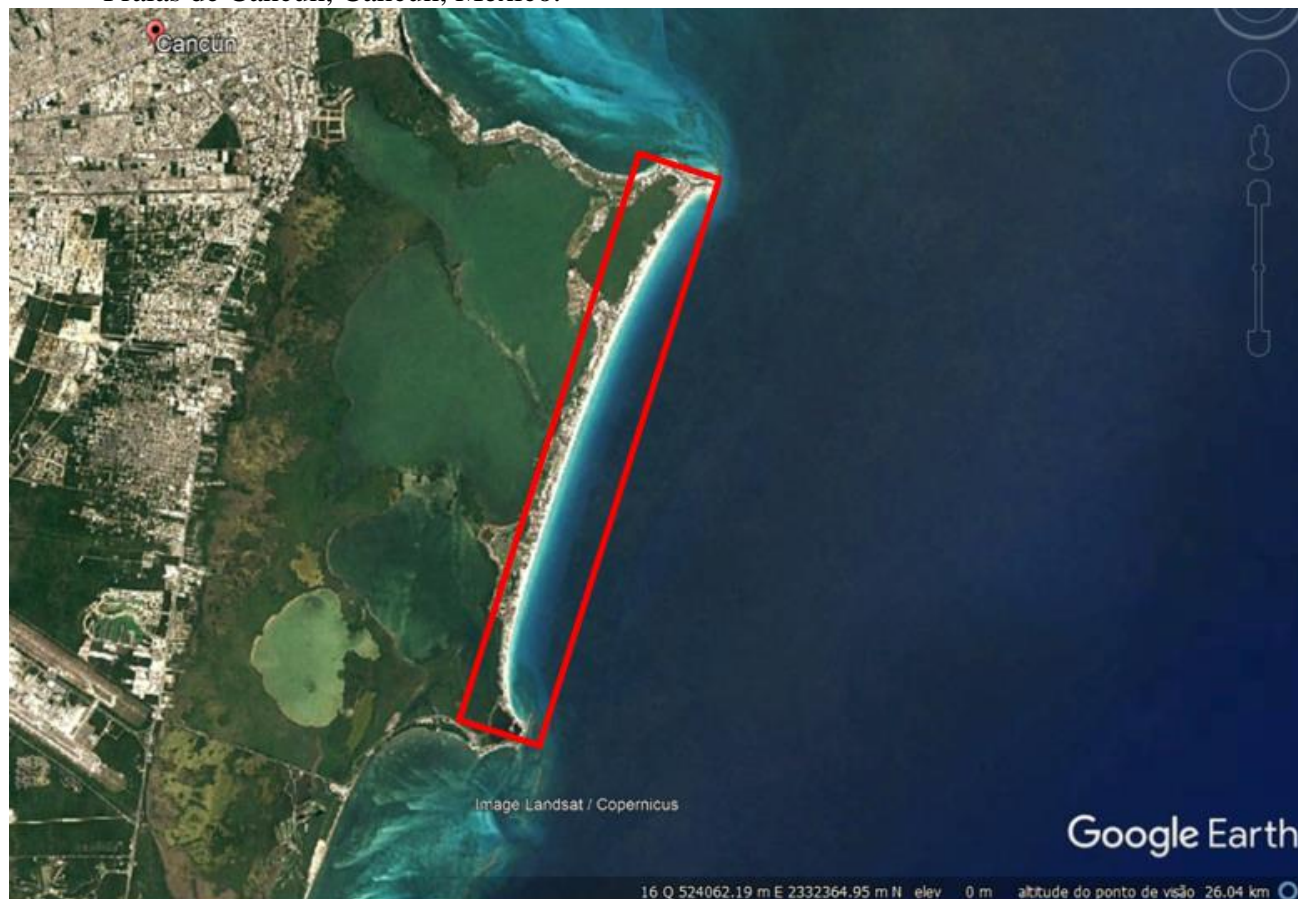
Referências	Local	Custos	
		Com Tubo Geotêxtil	Com Enrocamento
ARMSTRONG (1976)	South of Port Sanilac	US\$ 82/m a US\$ 213/m	US\$ 328/m a US\$ 656/m
RESTALL <i>et al.</i> (2002)	North Kirra Groyne	Aus\$ 350 mil	Aus\$ 600 mil
	Narrowneck Reef	Aus\$ 2,5 milhões	Aus\$ 5 milhões

Yee et al. (2014) apresentam uma obra em Saemangeum, na Coreia do Sul, em que foi possível economizar US\$ 6,2 milhões e evitar o lançamento de 230 mil toneladas de gás carbono nesta obra de quase 34 km no litoral da Coreia do Sul.

## CASOS DE ESTUDO INTERNACIONAL

### A) Localização

Praias de Cancun, Cancun, México.



**Figura 4.** - Vista Isométrica de um Tubo de Geotêxtil. Fonte: Google Earth®, 2022.

## B) Situação Encontrada

O México recebeu dois fortes furacões nos últimos anos, Gilbert em 1988 e o furacão Wilma em 2005, os dois furacões mais intensos e destrutivos de todos os registrados na história da bacia do Atlântico. Ambas as tempestades tiveram um grande impacto, destruindo vidas, propriedade e turismo.

Depois do Wilma, as praias de Cancún estavam totalmente erodidas e hotéis resort ficaram em escombros. Se a devastação da costa não fosse suficiente, a faixa de areia, de aproximadamente, 180 metros da costa também foi destruída, deixando as praias ainda mais vulnerável às ondas.

## C) Projeto Implantado

Fundação Mexicana de Turismo, Fonatur, contratou técnicos para realização de um plano mestre para reconstrução as praias, também como aconteceu com os hotéis para renovar suas frentes de praia e proteja-as do futuro dano.

- **Etapa 1: Proteção das Propriedades**

O objetivo imediato era proteger as propriedades que foi deixado e evitar uma maior deterioração. Essa proteção de emergência foi realizada instalação de unidades tubos geotêxtil no verão de 2006 na frente das estruturas das propriedades em áreas gravemente danificadas de praia.

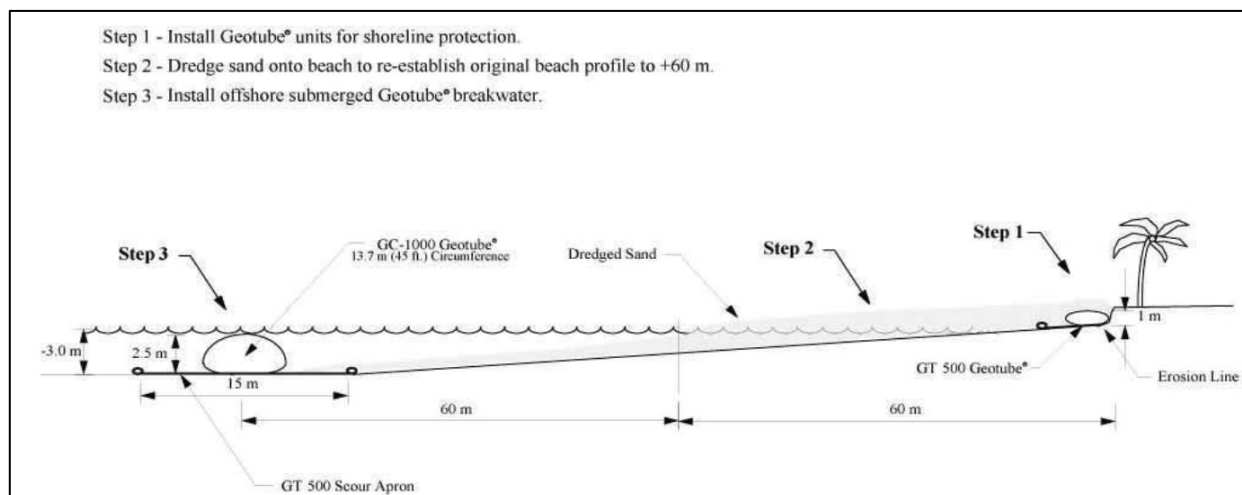
- **Etapa 2: Restauração da praia**

Naquele mesmo verão, com as unidades tubos geotêxtil instalados, um navio de dragagem, recolheu areia a partir de 21 quilômetros da praia, bombeando areia para a costa na recuperação das zonas de praia. Na época, as praias ficaram com faixas de areia de 18 a 30 metros de largura.

- **Etapa 3: Reconstruindo a faixa de areia**

Em maio de 2007, a construção do quebra-mar submerso para funcionar como o original banco de areia que foi destruído. O quebra-mar submerso foi projetado para reduzir o transporte de areia do reabastecimento da praia, alterando o fluxo de água e padrões de onda.

Os tubos e tapetes antissocavação foram conectados na costa, flutuando na água, protegida por mergulhadores, e, em seguida, foram bombeados com preenchimento de areia mais água. o quebra-mar acabado ficou submerso de 3 a 5 metros, com o topo 1 a 1,5 metro abaixo do nível da água. Um total de 80 Unidades de tubos geotêxtil foram utilizadas, cada uma medindo 2,5 metros de altura, 25 metros de comprimento e 5,50 metros de largura. Havia 20 tubos em cada uma das quatro seções, criando uma estrutura cerca de 400 metros de comprimento. A figura 5, ilustra detalhes do projeto, representando as estruturas e suas etapas de construção.



**Figura 5.** - Vista Isométrica de um Tubo de Geotêxtil. Fonte: TenCate, 2007.

## D) Avaliação dos Resultados da Obra

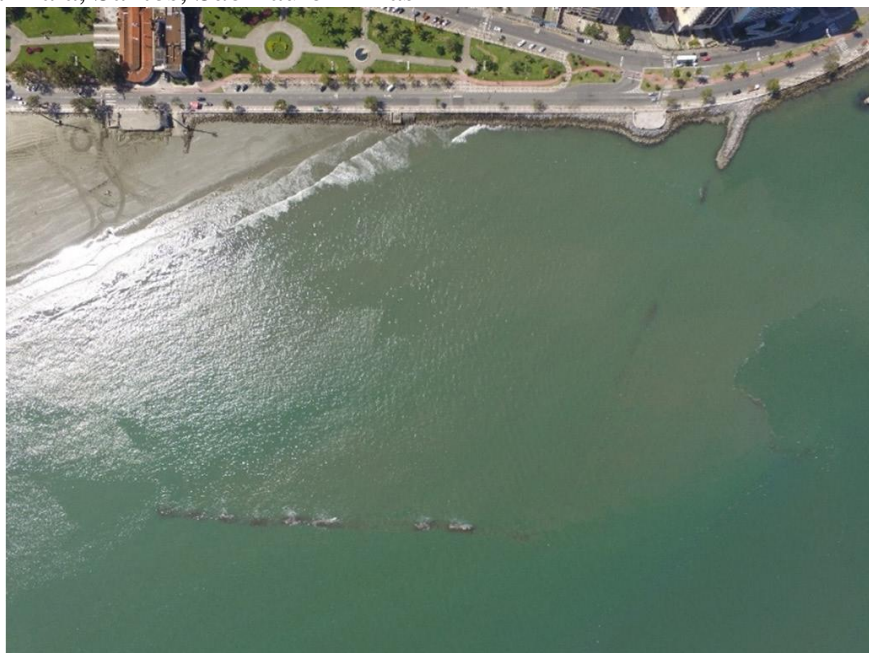
No momento em que as praias que receberam tal técnica de reconstrução, apresentam uma faixa de areia preservada e atividade turística foi restabelecida. Sem trazer danos a paisagem local e ao meio ambiente.

Devido o aparecimento de áreas erodidas anos após primeira alimentação, foi realizada um segundo projeto de alimentação envolvendo 5,2 milhões de metros cúbicos no período de dezembro de 2009 a fevereiro de 2010 foi realizada para recuperar a praia. A partir de 2010, a praia tem apresentado alguma relativa estabilidade devido à grande volume de areia nutrida e à baixa atividade ciclônica que ocorreu desde então.

## CASOS DE ESTUDO NACIONAL

### A) Localização

Ponta da Praia, Santos, São Paulo – Brasil



**Figura 6.** - Vista superior do local do projeto. Fonte: Garcia, P.D.; Zenker, T., 2019.

## B) Situação Encontrada

Com o processo erosivo na região da Ponta da Praia e acentuação de eventos extremos na região acentuação nos últimos anos, causaram perdas expressivas na extensão da faixa de areia e traz prejuízos as estruturas urbanas da região.

A região encontra-se atualmente em condições críticas de erosão visto que sua faixa de areia é praticamente inexistente e com isso tem sido feitas intervenções emergenciais no local.

## C) Projeto Implantado

Foi projetado um quebra-mar submerso com formato em “L”, como pode ser visto na figura 18, para trabalhar como uma barreira de arrecifes, fazendo com que as ondas cheguem com menos energia a praia.

- **Etapa 1: Início da execução**

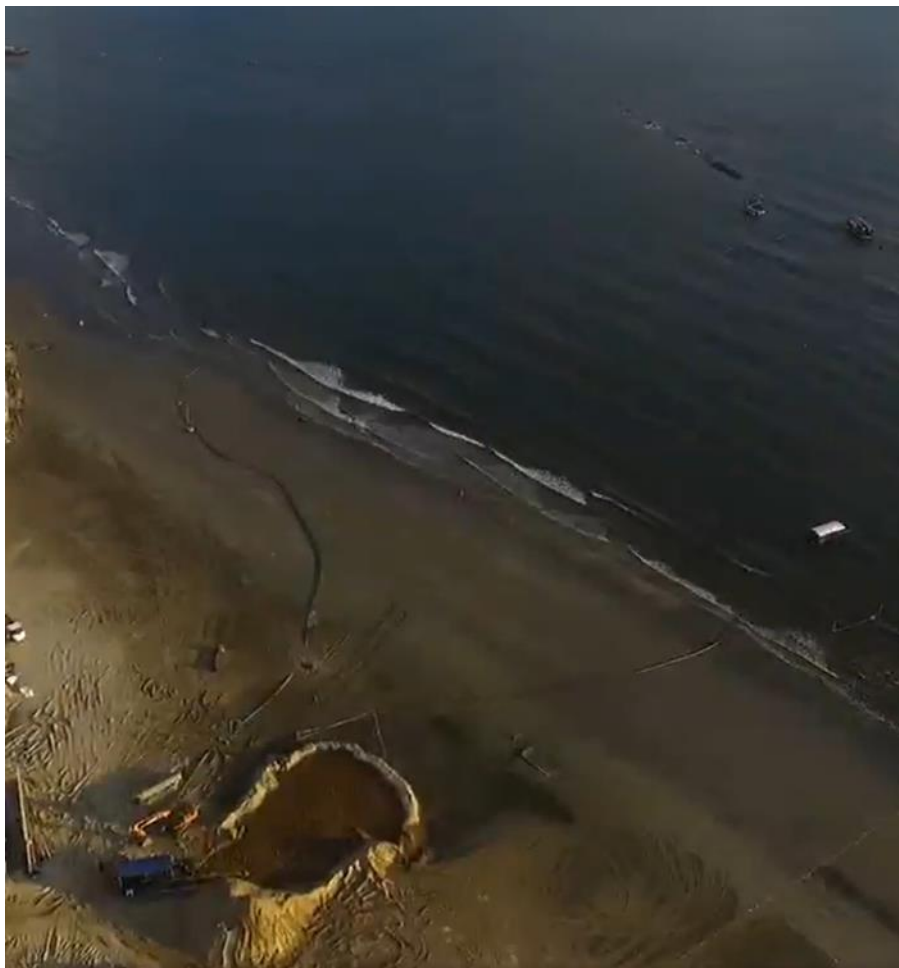
Foi realizado o armazenamento da areia na praia para o preenchimento das formas geotêxtil, em paralelo foram executados a limpeza do local de instalação, implantação dos *dolphins* para dar suporte de armação na construção da estrutura e a locação dos geosistemas. Como mostra a figura 7.



**Figura 7.** - Estacas de madeiras(dolphins) instaladas para dar início a instalação dos tubos geotêxtil. Fonte: Submar Dragagens, 2021.

- **Etapa 2: Preenchimento dos tubos geotêxtil**

Foi executado o bombeamento da areia para as geoformas através de uma draga de sucção e recalque, presente na figura 8, onde a areia dragada foi misturada com a água e em seguida bombeada para os geotubos até o seu preenchimento.



**Figura 8.** - Enchimento das geoformas por bombeamento. Fonte: Submar Dragagens, 2021.

- **Etapa 3: Revestimento com enrocamento**

Os primeiros metros do molhe foram revestidos com enrocamento, com a finalidade de proteger a estrutura contra vandalismos, mas antes de ser colocado o enrocamento, foi adicionado um geocomposto para evitar rasgos nos tubos geotêxtil.

#### **D) Avaliação dos Resultados da Obra**

A obra foi implantada entre janeiro e abril de 2018 seguindo as especificações apresentadas e já ocorreu acumulação de sedimentos na região de influência direta.

A escolha por uma obra de engenharia leve, constituída de um quebra-mar submerso construído em geotubos foi a forma mais barata e simples de implementar o projeto piloto, visto que os seus impactos reduzidos dispensaram qualquer licença ambiental para a execução.

A obra projetada já foi implantada e, mesmo com um curto período de tempo de monitorização, demonstrou ser eficaz no acúmulo de sedimentos na região afetada por ela. Com isso, espera-se obter uma acreção da praia, que por sua vez voltará a proteger a orla contra os efeitos das



ressacas de maneira natural. Esta acreção deve ser mais rápida, quanto maior for o volume de sedimentos lançados pela prefeitura no trecho após a instalação da obra, volume este que ao invés de ser levado pelo transporte costeiro para fora do volume de controle, passará a ser, em sua maior parte, trapeado pela estrutura proposta.

## CONCLUSÃO

É notório perceber a complexidade e fragilidade que caracteriza as cidades costeiras devido a sua variabilidade morfológica. As ações antrópicas trazem diversos problemas fazendo com que a problemática da erosão costeira se torne importante na procura pela mitigação de ações para equilibrar e restaurar os ambientes costeiros.

Nesse estudo foi possível avaliar a performance dos quebra-mares submersos ou arrecifes artificiais. Essas estruturas apresentam diversos pontos positivos, apesar de não promoverem o acúmulo de areia na praia, exercem uma função importante, reduzindo a velocidade das correntes e fluxo de sedimentos e promovendo o desenvolvimento de fauna e flora marinha.

Projetos com tubo geotêxtil apresentaram maior velocidade e simplicidade na execução, necessitam de menos equipamentos, é uma solução mais viável em locais com baixa oferta de recursos minerais. Mostrando um potencial material na mitigação de problemas em regiões costeiras e que ganha espaço no mercado ano após ano.

## 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 BIBLIOGRÁFICAS

- Arnouil,D.S.** (2006). “Shoreline Response for a Reef Ball TM Submerged Breakwater System Offshore of Grand Cayman Island”. *Florida Institute of Technology*. Melbourn. Florida.
- Armstrong, J.M.** (1976). “Low-cost shore protection on the great lakes: a demonstration research program.” *Coast Engineering Proceedings*. An Arbr ASCE.1:15. pp.2858-2887.
- Aguiar, L.G.M.** (2006). “Em busca da forma ideal de um fundo artificial para surfe”. *Tese de Mestrado*. COOPE-UFRJ. Rio de Janeiro-RJ.
- Aguiar, L.G.M.** (2015). “Análise de recifes artificiais para ampliação de ondas de vento e melhoria de aproveitamento energético”. *Tese de Doutorado. Área de Engenharia Costeira e Oceanográfica*. PENO/COPPE-UFRJ. (2018). Beach erosion and loss of protection environmental services in Cancun, Mexico
- Dias Filho, J.L.E.** (2016). “Comportamento Geomecânico e de Durabilidade de Formas Têxteis Tubulares Aplicadas em Obras hidráulicas”. *Tese de Doutorado em Engenharia Civil*. Universidade Estadual do Norte Fluminense-Campos dos Goytacazes-RJ.
- Escudero-Castilho, M.;Felix-Delgado,A.F.;Silva,R.;Mariño-Tapia,I.;Mendoza,E.**(2018).”Beach erosion and loss of protection environmental services in Cancun, Mexico”.*Ocean & Coastal Management*. Vol. 156,15 April 2018, pp.183-197.
- Garcia, P.D.; Zenker, T.** (2019). “Um projeto piloto de recuperação de uma praia utilizando um quebramar submerso-Ponta da Praia, Santos, Brasil”. *Revista de Gestão Costeira*. 19(1):43-57.
- Kazimierowicz, K.** (1994). “Simple analysis of deformation of sand sausages”. *Fifth International Conference on Geotextiles. Geomembranes and Related Products. Hydraulic Applications and Related Research*. Southeast Asia Chapter. Singapore.pp.775-778.

- Luijendijk, A; Hagenaars, G; Ranasinghe, R; Baart, F; Donchyts, G; Aarninkhof, S.** (2018). “The states of the world’s beaches”. *Nature Scientific Reports*, vol.8, nº.6641.
- Ortiz, R. N; Junior, O.S.; Ladchumananandasivam, R.**(2003). “Tubos de geotêxtil aplicados a obras de defesa costeira”. *II Congresso sobre Planejamento e Gestão das Zonas Costeiras dos Países de Expressão Portuguesa*.
- Pilarczyk, K. W; Zeidler, R.B.** (1997). “Offshore breakwaters and Shore evolution control”. *Oceanographic Literature Review*.4:44. p.403.
- Ranasinghe, R; Turner, I.L.** (2006). “Shoreline response to submerged structures: a review”. *Coastal Engineering*.vol.53, nº1, pp.65-79.
- Restall, S.J.** (2016). “Cases studies showing the growth and development of geotextile sand containers: An Australian perspective. *Geotextile and Geomembranes*. 20:5.2002. pp.321-342.
- Rosman, P.C.C.** (2016). “Investigação do processo erosivo no litoral do distrito de Praia de Açu-RJ e preposições de ações de restauração. R5 - Relatório de Projeto Básico de Intervenções”. *Programa de Engenharia Oceânica*. Programa de Engenharia Oceânica. PENO/COPPE-UFRJ. Rio de Janeiro. PENO-19213.
- Sharifahmadian, A.** (2016).” Numerical Models for Submerged Breakwaters. Coast Hydrodynamics and Morphodynamics”. Elsevier. ISBN 978-0-12-802413-3.
- TenCate Nicolon - Geotube® Marine Structures.** (2007). “Industrial fabrics and Construction Products”. Geotube Shoreline Protection and Breakwater Construction Bring Cancun Beaches Back Life. *New Bulletin*. Bulletin. G-2007-07.
- USACE - United States Army Corp of Engineers** (2014). “Coastal Engineering Manual, Volume V. Vicksburg: Coastal Engineering Research Center (CERC), *Waterways Experiment Station*.
- Yee, T.W.** (2014). “Geotextile tubes as rockfill replacement for construction of polder dike at Saemangeum, Korea”. *10th International Conference on Geosynthetic*, Berlim, Alemanha.p.8.

## TUBOS DE GEOTÊXTIL SOILTAIN CP FACILITAM A CONSTRUÇÃO DAS FUNDAÇÕES DA PONTE NANAY – PERU

D.V. Sampaio, E.F. Ruiz e J. Cardozo

HUESKER, BRAZIL, HUESKER, BRAZIL, ANDEX, PERU

danilo@huesker.com.br

fernando@huesker.com.br

jesus.cardozo@andex.com.pe

### RESUMO

A Ponte Nanay será o principal meio de transporte e ligação comercial da região amazônica do Peru, ligando as cidades de Bellavista-Nanay-Iquitos (ao norte) com a área de Santo Tomás (ao sul), proporcionando trânsito direto entre a rota departamental LO-103 (região metropolitana de Iquitos) com a Rodovia Nacional do Peru PE-5N. No ano 2017, a construção das primeiras etapas da futura ponte mais longa do país (~2 km de extensão), implicou uma série de desafios técnicos, muitos deles devidamente superados com a utilização de soluções de engenharia com geossintéticos. A ponte está localizada em uma grande área de inundação do rio Nanay, caracterizada por mudanças estacionais extremas do nível d'água e a presença de depósitos de solos muito moles. Essas condições hidráulicas e geotécnicas críticas exigiram um procedimento de construção de um molhe de serviço para execução das fundações da ponte em condições submersas.

Como método construtivo alternativo e inovador no contexto sul-americano, foi planejada uma plataforma construtiva provisória de modo a fornecer uma área de apoio competente, permitindo a execução das fundações em condições 'secas'. Esta plataforma consistia em um aterro hidráulico arenoso executado de forma paralela ao eixo principal da ponte. Esta estrutura de aterro foi reforçada por um geotêxtil tecido de poliéster de alta resistência à tração instalado diretamente sobre o leito do rio de baixa capacidade de suporte como elemento de reforço basal. Os taludes da plataforma foram formados por até três níveis de tubos geotêxteis SoilTain® CP preenchidos com areia dragada como diques de contenção temporários viabilizando a construção dos aterros. A instalação do reforço basal e dos níveis inferiores dos tubos geotêxteis foi totalmente realizada de forma submersa nas zonas alagadas (>90 % da plataforma).

**PALAVRAS-CHAVE:** *Tubo geotêxtil; Molhe de serviço; Ponte; solos moles; aterro hidráulico;*

## INTRODUÇÃO

A Ponte Nanay será o principal meio de transporte e ligação comercial da região amazônica do Peru, ligando as cidades de Bellavista-Nanay-Iquitos (ao norte) com a área de Santo Tomás (ao sul), proporcionando trânsito direto entre a rota departamental LO-103 (região metropolitana de Iquitos) com a Rodovia Nacional do Peru PE-5N. No ano 2017, a construção das primeiras etapas da futura ponte mais longa do país (~2 km de extensão), implicou uma série de desafios técnicos, muitos deles devidamente superados com a utilização de soluções de engenharia com geossintéticos. A ponte está localizada em uma grande área de inundação do rio Nanay, caracterizada por mudanças estacionais extremas do nível d'água e a presença de depósitos de solos muito moles. Essas condições hidráulicas e geotécnicas críticas exigiram um procedimento de construção particular para as fundações da ponte em condições submersas.



**Figura 1** - Vista área da plataforma construtiva que facilitou a construção das fundações sobre o rio Nanay

## SOLUÇÃO

Como método construtivo alternativo e inovador no contexto sul-americano, foi planejada uma plataforma construtiva provisória de modo a fornecer uma área de apoio competente, permitindo a execução das fundações em condições 'secas'. Esta plataforma consistia em um aterro hidráulico arenoso executado de forma paralela ao eixo principal da ponte. Esta estrutura de aterro foi reforçada por um geotêxtil tecido de poliéster de alta resistência à tração instalado diretamente sobre o leito do rio de baixa capacidade de suporte como elemento de reforço basal. Os taludes da plataforma foram formados por até três níveis de tubos geotêxteis SoilTain® CP preenchidos com areia dragada como diques de contenção temporários viabilizando a construção dos aterros. A instalação do reforço basal e dos níveis inferiores dos tubos geotêxteis foi totalmente realizada de forma submersa nas zonas alagadas (>90 % da plataforma).

Graças às propriedades hidráulicas e à configuração têxtil especial do tecido utilizado na confecção dos módulos, a velocidade de conformação dos diques laterais foi relativamente alta, permitindo a rápida saída d'água a través dos poros do material e ao mesmo tempo, possibilitando a contenção efetiva das partículas sólidas arenosas durante o seu preenchimento por via hidráulica. De igual forma, a alta resistência à tração do geotêxtil tecido de Polipropileno constituinte dos tubos (105

kN/m das duas direções), somada à alta resistência à tração das costuras, possibilitaram a realização do preenchimento dos módulos inclusive sob elevadas pressões de bombeamento.

A geometria dos tubos de geotêxtil foi dimensionada considerando altura de preenchimento equivalente a 55% do diâmetro teórico, necessário para manter a estabilidade do tubo frente às solicitações hidráulicas do rio Nanay, característico da região amazônica. A formulação utilizada para o dimensionamento da seção transversal e a resistência requerida pelo geotêxtil durante o preenchimento pode ser encontrada em Liu (1981), Kazimierowicz (1994), Carroll (1994). O cálculo da resistência requerida pelo geotêxtil durante o preenchimento e a geometria da seção transversal foram realizados através do software GeoCOPS, cujo funcionamento está descrito em Leshchinsky (1999).



Figura 2 - Aterro interior arenoso na contido pelos diques laterais com tubos geotêxteis

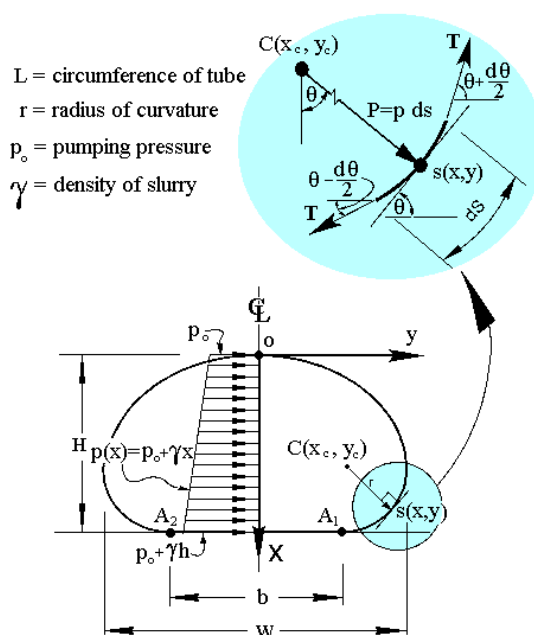
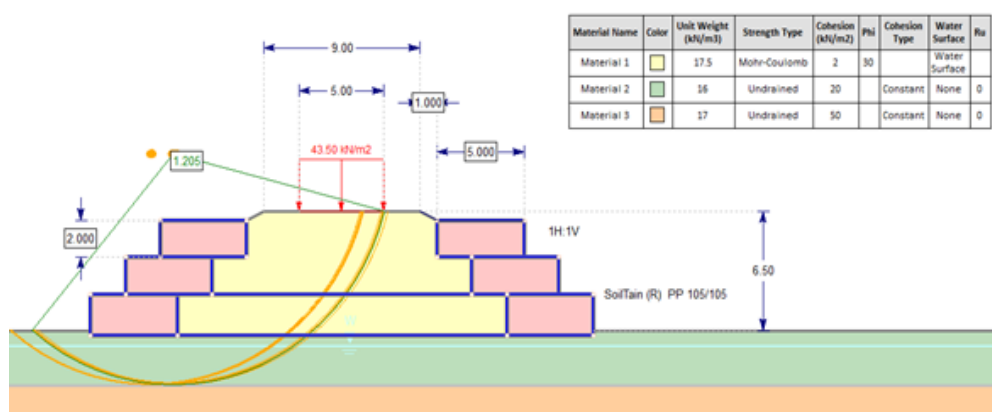


Figura 3 - Esforços atuantes no tubo geotêxtil durante seu preenchimento

A solução para áreas ‘secas’ (condições emersas) consistiu em uma plataforma construtiva arenosa também reforçada por um geotêxtil tecido na base dos aterros. Não obstante, foram dimensionadas camadas adicionais de reforço que enveloparam os taludes do aterro, garantindo assim a contenção lateral do material arenoso.

Os reforços geossintéticos permitiram garantir não só a estabilidade geotécnica global da plataforma, mesmo sob condições de carregamento elevado (peso operacional de guindastes e outros equipamentos especiais de fundações), mas também a estabilidade local dos taludes nas áreas emersas. Adicionalmente, o reforço basal possibilitou um apoio uniforme e homogêneo do aterro, controlando os deslocamentos horizontais no solo de fundação. Como equipamento de referência para análise de estabilidade foi considerado o guindaste Liebherr HS 885, 140 ton (9.0m x 5.0m).



**Figura 4 - Análise de estabilidade**

## PROCEDIMENTO CONSTRUTIVO

Os tubos geotêxteis eram posicionados no local onde seriam preenchidos com auxílio de mergulhadores nos trechos submersos; através da vinculação em alças nas extremidades, os tubos eram ancorados temporariamente em piquetes de madeira. Através de um equipamento de dragagem o material de preenchimento era bombeado para o interior do tubo geotêxtil onde seria confinado, o excesso de água percola através do tecido. A execução seguiu o recomendado por GRI (2012).



**Figura 5 - Preenchimento dos tubos geotêxteis**

Após o preenchimento dos tubos, o aterro foi executado utilizando os tubos como contenção e finalizando a plataforma construtiva para execução das estacas de fundação da ponte.



**Figura 6** - Vista geral da obra

## VANTAGENS

A utilização de sistemas geossintéticos (tubos de geotêxtil, reforço basal e reforço de taludes) para a conformação da plataforma construtiva acessória à ponte, permitiu a execução eficiente das fundações com o nível de segurança e de viabilidade técnica e econômica requeridos pelo projeto, além de otimizar os prazos gerais da obra e de facilitar as atividades de construção subsequentes inclusive em condições naturais de extrema dificuldade próprias dessa região amazônica (e.g. depósitos de solos de baixa capacidade suporte e alta variabilidade hidráulica do rio).

## AGRADECIMENTOS

Ao Consorcio construtor Puentes de Loreto - Mota Engil (Portugal), pela execução do projeto. A ANDEX Peru pela captação das imagens.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Carroll, R.P. 1994. Submerged geotextile flexible forms using noncircular cylindrical shapes. Geotechnical Fabrics Report, IFAI. 12(8). 4-15.
- Jordão, E. P; Pessoa, C. A. Tratamento de Esgotos Domésticos – 4ª Edição. Rio de Janeiro, 2005.
- Kazimierowicz, K. 1994. Simple analysis of deformation of sand-sausages. Proceedings of the 5th International Conference on Geotextile, Geomembranes and Related Products, Singapore. 775-778.
- Leshchinsky, D. Leshchinsky, O. 1996. GeoCoPs 2.0 Supplemental Notes, ADAMA Engineering, USA. 24p.
- Liu, G.S. 1981. Design criteria of sand sausages for beach defences. The 19th Congress of the International Association for Hydraulic Research, New Delhi, India. Subject B(b), Paper No. 6. 123-131.
- Geosynthetic Institute, 2012 - Standard Practice for “Installation of Geotextile Tubes used for Coastal and Riverine Structures”, Folsom, USA.

## O IMPACTO DA SAZONALIDADE EM UM SISTEMA DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA NO LITORAL PAULISTA: O CASO DO SAA PORTO NOVO EM CARAGUATATUBA/SP

Ana Lúcia Ferreira Ramos<sup>1</sup>, Denis Bek Arruda<sup>2</sup>, Vassiliki Terezinha Galvão Boulomytis<sup>3</sup>, Luciene Pimentel da Silva<sup>4</sup>, Arthur Alexandre Neto<sup>5</sup>, Emerson Roberto de Oliveira<sup>6</sup>

<sup>1, 2, 3, 6</sup>Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de São Paulo – IFSP, <sup>4</sup>Pontifícia Universidade Católica do Paraná - PUC-PR, <sup>5</sup>Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo - SABESP, Brasil

<sup>1</sup>a.ramos@aluno.ifsp.edu.br, <sup>2</sup>denis.bek@ifsp.edu.br, <sup>3</sup>vassiliki@ifsp.edu.br, <sup>4</sup>pimentel.luciene@pucpr.br, <sup>5</sup>arthuran@sabesp.com.br,

<sup>6</sup>emersoncanela@ifsp.edu.br

### RESUMO:

No Brasil, as cidades litorâneas apresentam alta densidade populacional, são as destinações turísticas mais procuradas para o verão e, grande parte delas, possuem como principal fonte de renda o turismo. No Litoral Norte de São Paulo não é diferente, dispondo de elevadas taxas de crescimento populacional e população sazonal que chega a quadruplicar no verão. Considerando a importância de um sistema de abastecimento eficiente que entregue água em quantidade e qualidade adequadas aos consumidores, o presente trabalho procurou investigar quais são os impactos provenientes da alta temporada turística no maior sistema da região, o SAA Porto Novo de Caraguatatuba, a fim de gerar um quadro real que facilite a visualização, discussão e resolução futura desses impactos no abastecimento. A partir do levantamento bibliográfico e documental dos principais fatores que interferem na eficiência dos sistemas e os seus principais efeitos, da coleta de dados junto a concessionária responsável pela região, a SABESP, e da análise do SAA Porto Novo em relação aos problemas levantados, concluiu-se que a variação sazonal da população no Litoral Norte de São Paulo, as suas altas taxas de crescimento populacional e os elementos climáticos locais causam impactos no abastecimento público de água no período da alta temporada turística, sendo os principais: a disponibilidade hídrica, a turbidez elevada dos mananciais e a sobrecarga dos sistemas hidráulico e elétrico, que geram desabastecimentos locais, vazamentos e baixa pressão na distribuição de forma pontual.

### ABSTRACT:

In Brazil, coastal cities have a high population density, are the most popular tourist destinations for the summer and, most of them, have tourism as their main source of income. The North Coast of São Paulo is no different, with high rates of population growth and seasonal population that quadruples in the summer. Considering the importance of an efficient supply system that delivers water in adequate quantity and quality to consumers, the present work sought to investigate what are the impacts of the high tourist season in the largest system in the region, the SAA Porto Novo from Caraguatatuba, to generate a real framework that facilitates the visualization, discussion and future resolution of these impacts on supply. From the bibliographic and documentary survey of the main factors that interfere with the efficiency of the system and their main effects, the data collection with the concessionaire responsible for the region, SABESP, and the analysis of SAA Porto Novo about the problems raised, it was concluded that the seasonal variation of the population on the North Coast of São Paulo, its high population growth rates and the local climatic elements cause impacts on the public water supply during the high tourist season, the main ones being: water availability, the high turbidity of the springs and the overload of the hydraulic and electrical systems, which generate local shortages, leaks, and low pressure in the distribution on a timely basis.

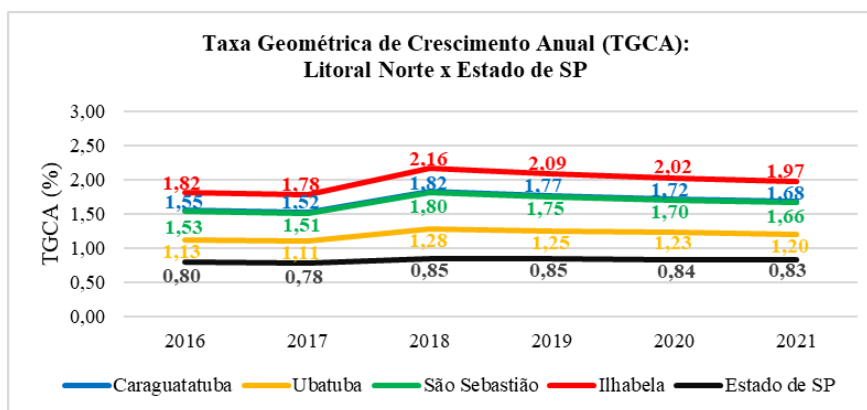
**PALAVRAS CHAVES:** Abastecimento de Água, População Sazonal, Alta temporada turística.



## INTRODUÇÃO

No Brasil, de acordo com dados do IBGE (2017), a faixa de 200 km de litoral concentra cerca de 58% de sua população total e é a principal destinação turística no período da alta temporada, de dezembro a março.

O Litoral Norte do Estado de São Paulo, apesar de contribuir com apenas 0,2% da população total do país devido ao seu processo recente de urbanização, apresenta um crescimento populacional acelerado com taxas superiores à do estado (APAMLN, 2020), evidenciadas na Figura 1. Além dessas taxas elevadas, há também a população sazonal que chega a quadruplicar no verão (Alexandre Neto, 2018).



**Figura 7.- TGCA: Litoral Norte x Estado de SP.** Fonte: Autoria própria (Base: SIDRA).

Essa característica está presente, pois o turismo é a principal vocação do Litoral Norte, sendo a grande oferta de praias e cachoeiras um atrativo para a região. Contudo, o efeito dessa dinâmica socioeconômica impacta negativamente a demanda por recursos naturais e a forma de consumo de água (CBH-LN, 2020), o que requer abordagens mais elaboradas para resolver as questões relacionadas à gestão da água. (APAMLN, 2020).

O aumento constante da demanda hídrica urbana no litoral dificulta o atendimento público de água, visto que a Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo (SABESP), concessionária que atende os quatro municípios que compõem o Litoral Norte, atualiza constantemente os seus sistemas de abastecimento de água buscando acompanhar tal majoração, a consequente ocupação do território e a variação sazonal da população.

No período da alta temporada turística, a população flutuante constitui, segundo a APAMLN (2020), um fator que afeta consideravelmente a operação das concessionárias, pois durante períodos de pico os sistemas operam com sobrecargas, ficando expostos a entrar em colapso. Há ainda, as fortes chuvas e quedas de energia, comuns nessa época do ano, que em alguns casos causam interrupções dos sistemas de abastecimento.

Considerando a importância do abastecimento público de água à vida, à saúde e ao desenvolvimento socioeconômico, este trabalho buscou investigar, através do método de estudo de caso, os impactos oriundos da alta temporada no maior sistema da região, o Sistema de Abastecimento de Água (SAA) Porto Novo, para gerar um quadro real que facilite a visualização, discussão e resolução futura desses impactos no abastecimento. Espera-se que os resultados obtidos, guardando as devidas especificidades, possam ser aplicados em outros locais no Brasil e na América Latina sob problemática semelhante.

## CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

O objeto de estudo está inserido no município de Caraguatatuba, no Litoral Norte do estado de São Paulo. Segundo o IBGE (2021), sua população estimada em 2021 é de 125.194 habitantes,

com 484,947 km<sup>2</sup> de área territorial, que corresponde a uma densidade demográfica de 258,16 hab./km<sup>2</sup>. Além disso, conta com um sistema público de abastecimento de água com 60.553 ligações ativas e 71.650 economias, com índice de hidrometração de 100% atendido pela SABESP. Atualmente, possui quatro sistemas produtores de água: Porto Novo, Guaxinduba, Massaguaçu e Tabatinga.

O tratamento de água do SAA Porto Novo ocorre na ETA Porto Novo, implantada em 1998 com capacidade nominal de 0,55 m<sup>3</sup>/s, por meio do processo de floto-filtração. A água tratada é distribuída tanto para Caraguatatuba, abrangendo a região sul e central, quanto para a região norte do município de São Sebastião, na proporção de 52% e 48% respectivamente (SABESP, 2015). A área de abastecimento desse sistema está retratada na Figura 2.



**Figura 8.-** Área abastecida pelo SAA Porto Novo. Fonte: Adaptado do software Google Earth Pro.

No Sistema Porto Novo a água bruta é captada superficialmente a partir de dois mananciais, o Alto Rio Claro e o Baixo Rio Claro, conforme Figura 3, com uma vazão média de retirada de 0,23 m<sup>3</sup>/s e 0,75 m<sup>3</sup>/s, respectivamente (SABESP, 2015).



**Figura 9.-** Captações do Alto Rio Claro (à esquerda) e do Baixo Rio Claro (à direita). Fonte: SABESP (2007).

O SAA Porto Novo conta com cinco reservatórios, totalizando um volume de armazenamento de 17.750 m<sup>3</sup>, além de uma estação elevatória de água bruta, quatro estações elevatórias de água tratada e cinco *boosters*, que são monitorados remotamente a partir da Central de Controle Operacional (CCO), localizada na ETA Porto Novo (SABESP, 2015).

## METODOLOGIA

Esta pesquisa é de natureza exploratória e caracterizada como estudo de caso. Além disso, consiste numa pesquisa bibliográfica e também documental, pois, de acordo com Gil (2002), a investigação trabalha com materiais que não receberam ainda um tratamento analítico, ou que ainda podem ser reelaborados de acordo com os objetos da pesquisa.

Com base no Relatório da Temporada 2020-2021 da Unidade de Negócio Litoral Norte da SABESP, foram identificados os principais fatores que interferem na eficiência dos sistemas de abastecimento de água, da captação à distribuição, durante o período da alta temporada turística no litoral. A partir da análise desses impactos, obteve-se os principais desdobramentos na eficiência do sistema de abastecimento.

Em seguida, coletaram-se os dados quantitativos necessários para comprovar a intensidade dos impactos causados nos sistemas de abastecimento nesse período. Os dados foram fornecidos pela SABESP e foram estruturados para produzir um relato mais fidedigno do cenário da temporada de verão no litoral paulista. E, por fim, foi realizada uma análise do SAA Porto Novo em relação aos problemas levantados.

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

A diminuição da eficiência dos sistemas de abastecimento do Litoral Norte de São Paulo se materializa pelos vazamentos, baixa pressão e desabastecimento, sobretudo no período de maior demanda e população flutuante entre os meses de dezembro à março. As origens desses problemas foram identificadas como: o aumento do consumo; a diminuição da disponibilidade hídrica; o aumento da turbidez nas águas dos mananciais causada pelas fortes chuvas de verão; e, as quedas de energia.

### Origens dos problemas

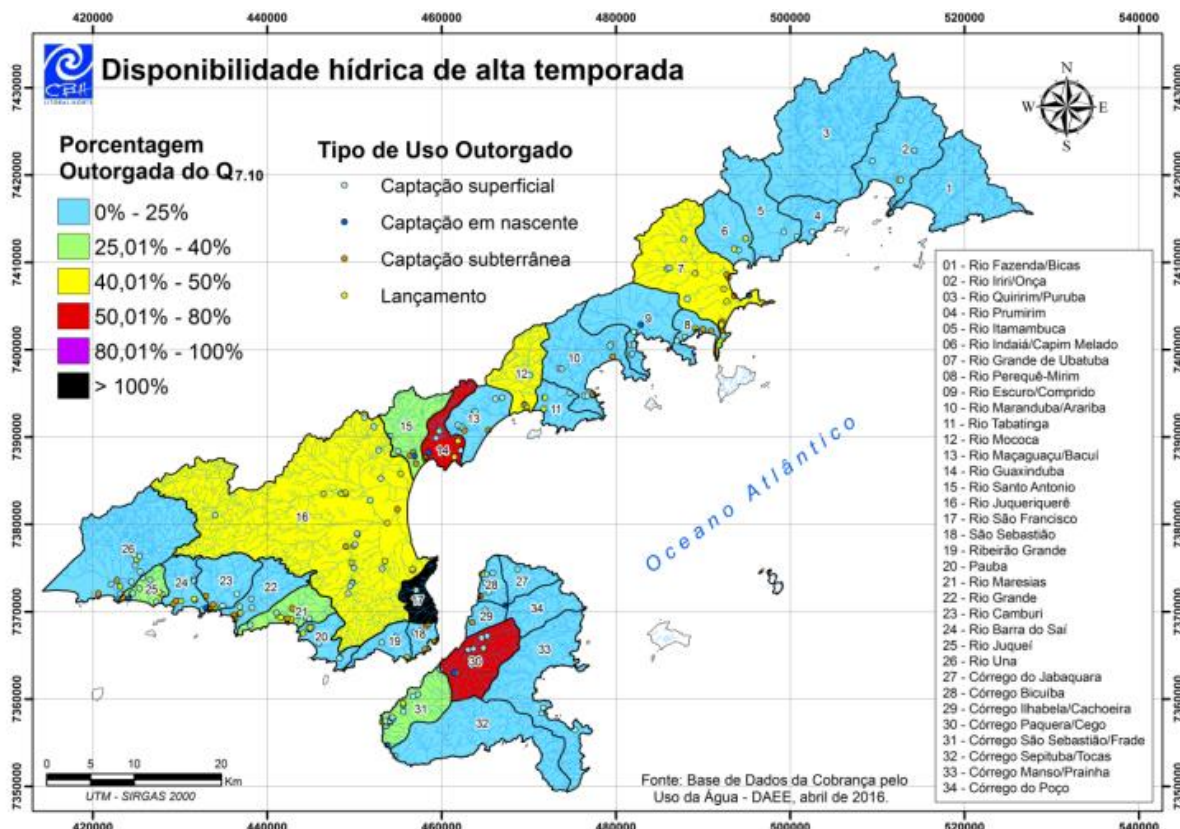
- **Aumento do Consumo**

Já é esperado que haja o aumento do consumo na alta temporada, mas isso pode superar as expectativas ao considerarmos que o Litoral Norte de São Paulo apresenta clima tropical com precipitação com sazonalidade bem marcada, composta por verões chuvosos e invernos secos, e com umidade relativa com valores médios mensais superiores a 80% (APAMLN, 2020), que torna a região propícia a uma maior sensação térmica de calor e abafamento nesse período. Logo, esse fator pode sobrecarregar o sistema, causando a redução dos níveis dos reservatórios, que pode gerar baixa pressão na distribuição e desabastecimento.

Além disso, há o cenário em que a estação de tratamento consegue produzir um volume adequado de água para atender o consumo, porém os reservatórios e até mesmo as redes de distribuição não estão dimensionadas para suportá-lo.

- **Disponibilidade Hídrica**

No que se diz respeito a disponibilidade hídrica, a Bacia Hidrográfica do Litoral Norte, pertencente a Unidade de Gerenciamento de Recursos Hídricos (UGRHI) 3, é avaliada como muito rica ( $>10.000 \text{ m}^3/\text{hab.ano}$ ), segundo o CBH-LN (2020). Contudo, a análise do ponto de vista das suas 34 bacias hidrográficas altera o cenário, visto que algumas já estão em situação de criticidade hídrica elevada, como mostrado na Figura 4, havendo impactos nos serviços de abastecimento e nos recursos hídricos.



**Figura 10.-** Balanço hídrico entre disponibilidade e demanda de alta temporada. Fonte: CBH-LN (2020).

Segundo dados da SABESP, o Litoral Norte de São Paulo conta com 32 captações superficiais e 4 captações subterrâneas para o abastecimento público da população, totalizando uma vazão outorgada de 2,09 m<sup>3</sup>/s, no período de dezembro a março, e 1,88 m<sup>3</sup>/s, de abril a novembro. A prevalência de captações superficiais sobre as subterrâneas ocorre devido a elevada densidade de corpos hídricos superficiais de boa qualidade na região, o que facilita a adoção desta fonte de recurso (CBH-LN, 2020).

Cerca de  $\frac{3}{4}$  da vazão outorgada no Litoral Norte, de acordo com o CBH-LN (2020), visa atender à demanda de abastecimento público, considerando tanto a população residente, como a população de uso ocasional.

- **Aumento da turbidez**

Outro elemento climático que impacta o abastecimento de água é a ocorrência de chuvas intensas no verão, visto que apresenta maior influência na geração de turbidez pela ação mecânica das gotas e seu potencial desagregador da estrutura da camada superficial do solo (Penedo, 2015).

O volume de água pluvial que não sofre interceptação ou infiltração, escoar superficialmente até encontrar um curso d'água, crescendo conforme o aumento da intensidade e duração da precipitação, carregando consigo sedimentos de solo e detritos. De acordo com Penedo (2015), fatores como a declividade do terreno, cobertura vegetal e áreas impermeáveis também influenciam no volume superficial escoado.

Além da contribuição da precipitação para o aumento da turbidez dos mananciais, segundo Penedo (2015), o lançamento direto de efluentes domésticos e industriais não tratados nos cursos d'água também auxiliam no incremento desse parâmetro, visto que carregam material particulado de origem biológica e química.

A Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico, ANA (2022), descreve a turbidez como uma propriedade óptica que indica o grau de atenuação que um feixe de luz sofre ao atravessar a água, ocorrendo devido a absorção e espalhamento da luz causada pelos sólidos em suspensão (silte, areia,

argila, detritos). Ela é um dos nove parâmetros do Índice de Qualidade das Águas (IQA), o qual avalia a qualidade da água bruta que será utilizada para abastecimento público após tratamento conforme as suas características e a classifica a partir de indicadores estabelecidos (SIMA, 2022).

Para realizar o abastecimento de água para a população, as concessionárias devem atender aos padrões de potabilidade, exigidos pela Portaria GM/MS Nº 888, de 4 de maio de 2021, de acordo com os seus parâmetros microbiológicos, físicos, químicos e radioativos, além de não oferecer riscos à saúde. Para esses padrões, a turbidez é um fator indesejado, visto que, segundo o Ministério da Saúde (2006), além dos aspectos estéticos pode reduzir a eficiência da cloração, pela proteção física dos microrganismos do contato direto com os desinfetantes, provocar sabor e odor na água e contribuir para formação extra de lodo nas estações de tratamento.

Os meses referentes a temporada de verão possuem um maior volume de precipitação que os demais ao longo do ano, tornando o cenário propício para o aumento dos níveis de turbidez dos mananciais.

As concessionárias coletam e controlam os dados de turbidez da água bruta e da água tratada com base em amostras coletadas ao longo do dia em horários determinados. Em situações de chuvas intensas em que a turbidez dos mananciais apresenta parâmetros de água bruta acima da portaria e supera o potencial de tratamento das ETAs, o tratamento é suspenso ou reduzido, ocasionando queda no armazenamento, redução das pressões na distribuição e desabastecimento.

- **Quedas de energia**

A energia elétrica é fundamental para o funcionamento de todo o sistema de abastecimento e, em casos de queda de energia, pode causar a paralisação do mesmo, podendo gerar a redução no nível dos reservatórios, pouca pressão na distribuição, desabastecimento e até rompimento das redes por golpe de aríete devido à alta pressão após o retorno da luz.

De acordo com Barros (2020):

“As interrupções de energia elétrica podem ser ocasionadas tanto por aspectos gerenciáveis pelas distribuidoras, tais como falha em equipamento, má alocação de equipe e desligamento programado, quanto por aspectos não gerenciáveis pelas distribuidoras, tais como condição climática severa, índice de violência regional e furto de cabo e equipamento”.

Uma alternativa para manter a regularidade do fornecimento de água por algumas horas em casos de instabilidade do sistema elétrico é a utilização de geradores de energia. Contudo, este equipamento tem um alto custo, muitas vezes é inviável economicamente para as concessionárias e, em alguns casos, as instalações não possuem espaço hábil para o mesmo.

## **Desdobramentos na qualidade do serviço de abastecimento de água**

As falhas do sistema de abastecimento produzidas pelos impactos da alta temporada podem ocorrer de forma simultânea e estarem associados entre si, como poderá ser visto nos tópicos a seguir.

- **Desabastecimento**

O desabastecimento, geralmente, ocorre em situações de paralisação das ETAs, consumo excessivo, vazamentos e problemas hidráulicos do sistema, seja no armazenamento ou na distribuição de água. Ele caracteriza um impacto socioambiental, que incentiva a população a buscar outras maneiras de abastecimento clandestinos (Souza, 2016).

O desabastecimento pode ser: localizado, em apenas um cliente ou região; generalizado, comprometendo um ou mais setores de abastecimento; e, programado, quando é necessário realizar alguma manutenção no sistema.

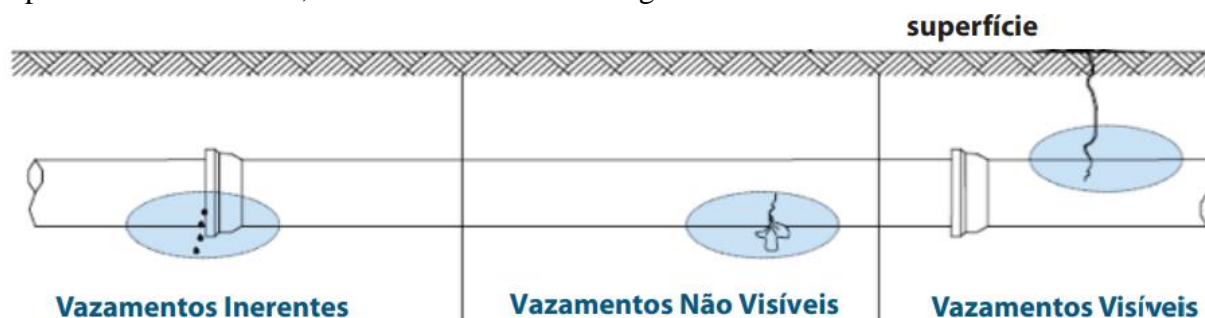
Em casos emergenciais, de acordo com Vieira *et al.* (2021), contratam-se caminhões pipa, de forma a abastecer de imediato, mesmo precariamente, as residências mais afetadas, permitindo ações concretas para resolução do problema fossem desenvolvidas nesse ínterim. Contudo, para que a população não sinta os efeitos do desabastecimento é necessário que os imóveis tenham reservatórios,

conforme determinado pela NBR 5626/2020, que especifica a necessidade de um reservatório capaz de garantir abastecimento por no mínimo 24 horas.

- **Vazamentos e rompimentos de rede**

Os vazamentos e rompimentos de rede são algumas das origens de perdas de água nos sistemas de abastecimento, sendo classificados como perdas reais ou físicas, ou seja, volumes de água que não são consumidos e faturados, pois foram perdidos ao longo do percurso do sistema. Todo o sistema é passível de perdas, mas conforme Morais *et al.* (2010) é na distribuição que estão concentrados os mais altos índices.

Os vazamentos podem ser divididos em: visíveis, não-visíveis e inerentes. Os visíveis são aflorantes ou ocorrentes nos cavaletes, os não-visíveis são aqueles que ainda não afloraram para superfície, mas são detectados por métodos acústicos de pesquisa e os inerentes, além de não aflorar, não podem ser detectados, conforme mostrado na Figura 5.



**Figura 11.-** Tipos de vazamentos. Fonte: FUNASA, 2014.

Segundo Morais *et al.* (2010), as principais causas de vazamentos nas redes são: a redução do diâmetro da rede devido ao aumento de incrustações nas tubulações; a excessiva flutuação da pressão ao longo do dia; a deterioração da qualidade física, química e biológica da água distribuída devido à degradação da rede; e, os altos índices de ruptura e reparos nas redes e adutoras.

Quando os vazamentos se tornam críticos em um determinado setor, a pressão da água nas redes cai para níveis abaixo do estabelecido pelas normas e legislações, levando à insatisfação dos clientes por não receberem água na pressão adequada para a sua utilização (Morais *et al.*, 2010).

Além disso, segundo Fontana e Morais (2013) a ocorrência de rupturas na rede de distribuição faz com que seja necessária a interrupção do abastecimento durante a reparação da infraestrutura, gerando desabastecimento.

- **Baixa Pressão**

A NBR 12.218/2017 estabelece que a pressão estática máxima nas redes de distribuição de água deve ser de 400 kPa, podendo chegar a 500 kPa em regiões com topografia acidentada, e a pressão dinâmica mínima, de 100 kPa. Contudo, ela também permite valores de projeto da pressão estática superiores à máxima e os da pressão dinâmica inferiores à mínima, desde que justificados técnica e/ou economicamente.

Na alta temporada, o aumento do consumo acarreta em uma queda considerável da pressão dinâmica das redes de abastecimento devido a perda de carga. Somado a isso, a presença de vazamentos nas redes de distribuição, que também contribuem com a perda de carga, reduzem a oferta de água e, até mesmo, ocasionam desabastecimento. Nesses casos, a concessionária responsável tende a aumentar as pressões para compensar a perda de carga na rede e, conseqüentemente, ocasiona o aumento dos vazamentos.

Os impactos gerados na produção, em reduções de vazão ou paradas das estações de tratamento, e no armazenamento de água também causam as baixas pressões das redes, visto que para recuperar o nível dos reservatórios após esses eventos há um grande aumento de perda de carga nas tubulações.

## Análise do SAA Porto Novo

Quanto a disponibilidade hídrica, o SAA Porto Novo não sofre tanto com a sazonalidade da população, visto que está inserido na bacia com maior disponibilidade hídrica do Litoral Norte, a do Rio Juqueriquerê. Contudo, abastece parte de São Sebastião junto com o SAA São Francisco, devido o mesmo estar na bacia de menor disponibilidade hídrica da região, do Rio São Francisco.

Apesar de não haver problemas acerca da disponibilidade de água para captação, o sistema apresenta em épocas de chuva um aumento considerável na turbidez da sua água bruta (Figura 6). Isso ocorre principalmente no período da alta temporada em que o município possui precipitações médias mensais entre 206,5 e 251 mm (DAEE, 2022), volume elevado em relação a precipitação média anual de 1652,8 mm, considerando a estação pluviométrica E2-046 (Boulomytis, Zuffo e Imteaz, 2018).



**Figura 12.-** Barragem do Alto Rio Claro com chuvas. Fonte: SABESP (2007).

De acordo com o Relatório da Temporada 2020-2021, entre 31/12/2020 a 02/01/2021, houve um grande volume de precipitação nos mananciais em um curto período de tempo, o que acarretou em queda de encosta, assoreamento e fragilidade nas adutoras das captações. A ETA Porto Novo paralisou o tratamento devido a turbidez elevada, que chegou a 500 NTU, e um vazamento na adutora da captação do Alto Rio Claro, ocasionado pelo grande número de detritos na água bruta.

Tanto a parada da ETA devido a turbidez, quanto a perda na produção devido o vazamento, acarretaram na queda do nível do reservatório, que só foi recuperado no dia 06/01/2021. Sendo o consumo maior do que o volume produzido, é necessário reduzir a pressão nas redes de distribuição para que não haja o esvaziamento total do reservatório, o que pode gerar desabastecimento nos pontos críticos do sistema. (SABESP, 2021)

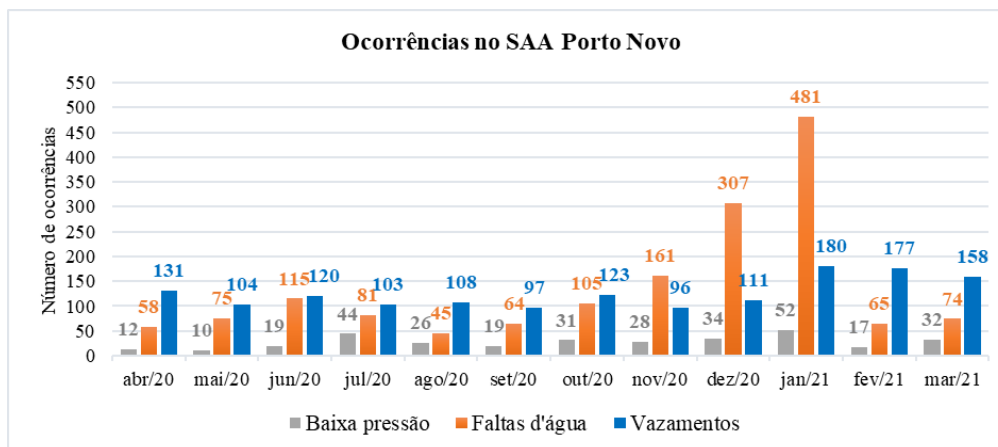
Acerca do alto consumo, a ETA apresentou na alta temporada valores acima da sua produção nominal, de 0,55 m<sup>3</sup>/s, mesmo no período da pandemia do Covid-19 e do lockdown, o que demonstra claramente a sobrecarga do sistema (Figura 7).



**Figura 13-** Vazão média do dia de maior consumo do SAA Porto Novo. Fonte: Adaptado de SABESP (2021).

Já em relação às quedas de energia, de acordo com SABESP (2021), o SAA Porto Novo apresentou 11 ocorrências no período de natal e ano novo, sendo que apenas uma foi programada. Os motivos principais foram oscilações, quedas de árvores e curtos nas entradas de energia elétrica da Concessionária EDP São Paulo.

Sobre as ocorrências registradas de desabastecimento, vazamentos e baixa pressão, coletou-se os dados da Central de Atendimento Telefônico da SABESP de abril a novembro de 2020, que representam a baixa temporada, e de dezembro de 2020 a março de 2021, período esse de alta temporada (Figura 8).

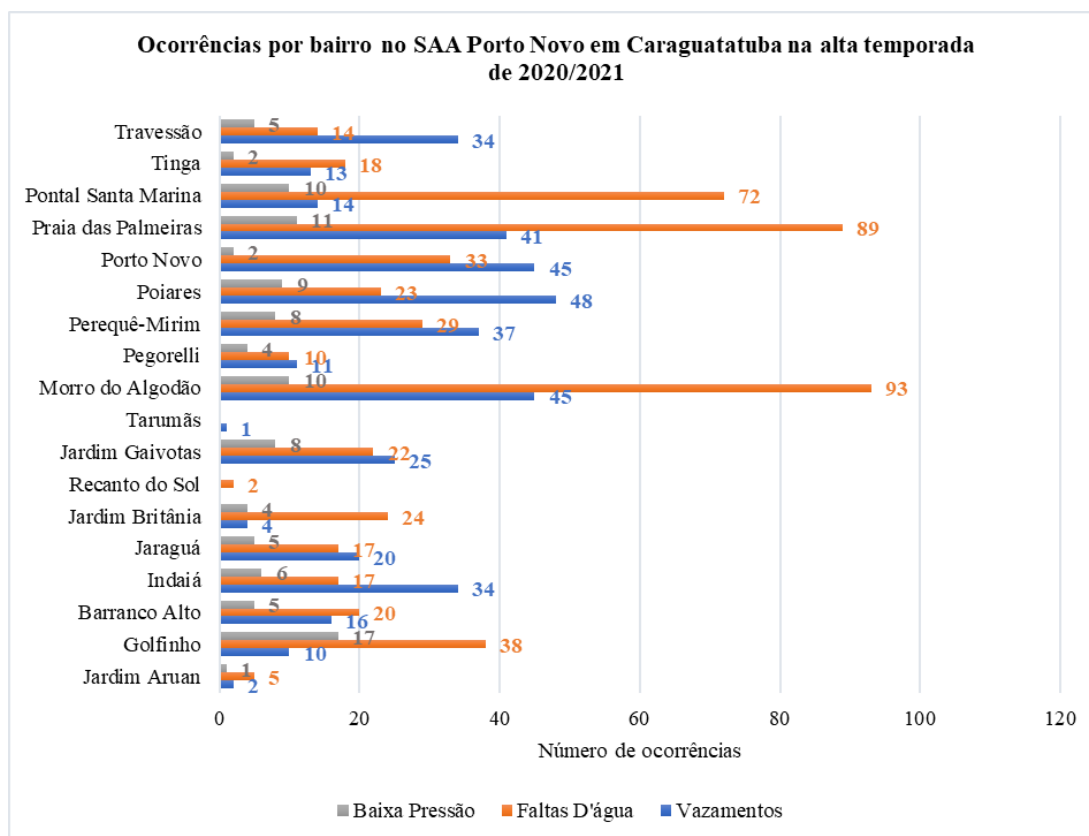


**Figura 14.-** Ocorrências de baixa pressão, faltas d'água e vazamentos no SAA Porto Novo. Fonte: Adaptado de SABESP (2021).

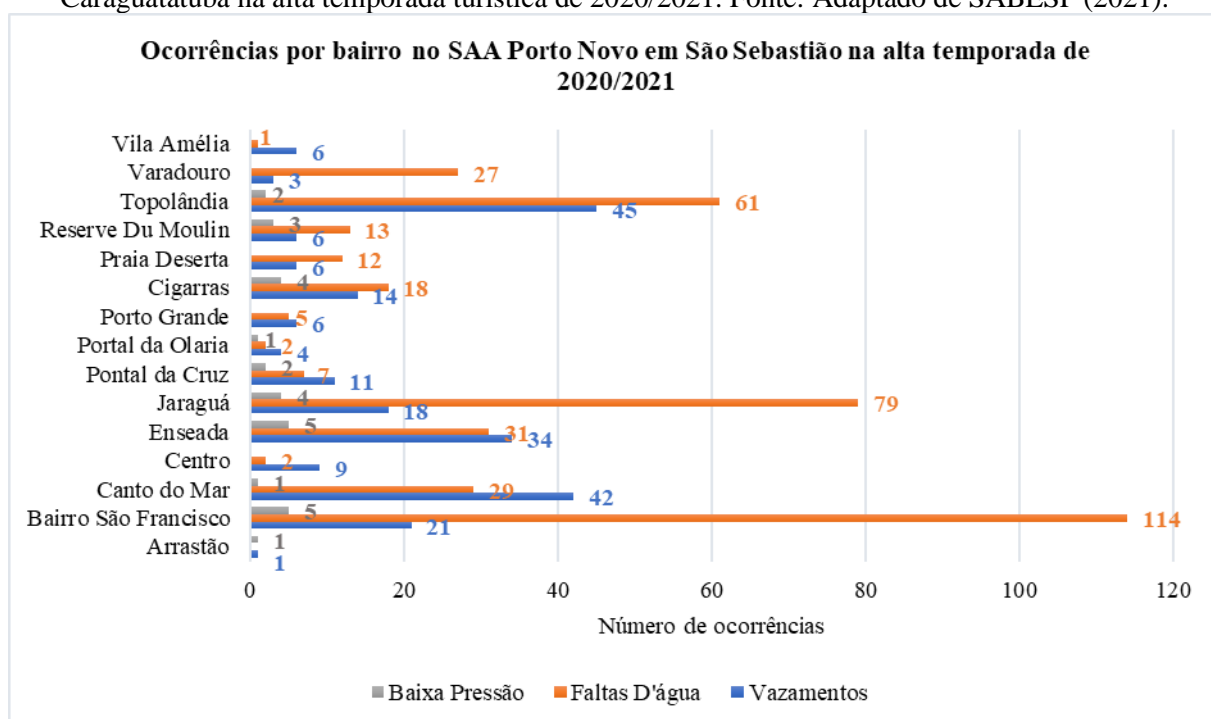
Ao analisarmos a quantidade de ocorrências de falta d'água na Figura 9, é possível perceber que nos meses de dezembro e janeiro houve um aumento bem discrepante dos demais, devido ao incremento da população, somando-se as populações residente, ocasional e de pico nesse período. Já dos vazamentos, as ocorrências estão bem distribuídas ao longo do ano, mas apresentando maiores números de abertura de chamados nos meses de janeiro e fevereiro. Por fim, os casos de baixa pressão possuem menor incidência em relação aos demais, todavia também apresentaram o maior número de ocorrências em janeiro.

As ocorrências do SAA Porto Novo do período da alta temporada também foram divididas por bairro e separadas por município, como mostram as Figuras 9 e 10.





**Figura 15.-** Ocorrências de baixa pressão, faltas d’água e vazamentos por bairro no SAA Porto Novo em Caraguatatuba na alta temporada turística de 2020/2021. Fonte: Adaptado de SABESP (2021).



**Figura 16. -** Ocorrências de baixa pressão, faltas d’água e vazamentos por bairro no SAA Porto Novo em São Sebastião na alta temporada turística de 2020/2021. Fonte: Adaptado de SABESP (2021).

Em Caraguatatuba, conforme a Figura 9, os bairros que apresentaram o maior número de ocorrências de falta d’água foram: Morro do Algodão, Praia das Palmeiras e Pontal Santa Marina. Quanto aos vazamentos, foram: Poiares, Porto Novo e Morro do Algodão. Já no caso de baixa pressão, destacaram-se o Golfinho, Praia das Palmeiras, Pontal Santa Marina e Morro do Algodão. Em São

Sebastião, de acordo com a Figura 10, o bairro mais afetado em todas as ocorrências foi o Bairro São Francisco. Os bairros Jaraguá, Topolândia, Enseada e Canto do Mar também tiveram um maior número de ocorrências.

Observou-se que o número de ocorrências está relacionado à: idade das redes presentes em alguns desses locais, que já estão em processo de deterioração e tendem a possuir mais avarias com o acréscimo de consumo durante a alta temporada; e, expansão não planejada das redes de distribuição devido ao constante crescimento populacional local, que ocasionam o super ou subdimensionamento das mesmas, gerando problemas de pressão e vazão que também são agravados na alta temporada.

## CONCLUSÃO

Em um contexto de criticidade marcado pelos aumentos das temperaturas no verão, mudanças dos regimes pluviométricos, alargamento dos períodos de estiagem, aumento da frequência de temporais e raios, escassez hídrica e pela pandemia do Covid-19, a resiliência dos sistemas de abastecimento de água é de suma importância para a boa gestão e prestação de serviços de saneamento. Logo, o mesmo deve fornecer água em quantidade e qualidade adequadas à população, tendo como foco o acesso universal e equitativo de água potável e segura para todos, previsto pelos Objetivos de Desenvolvimento Sustentável (ODS 6) e pela Lei nº 14.026/2020.

Contudo, o cenário nos municípios litorâneos, como é o caso do Litoral Norte de São Paulo, apresenta fatores que tornam mais desafiador o alcance dessa eficiência e causam diversos impactos nos sistemas, sendo os principais: a disponibilidade hídrica, a turbidez elevada dos mananciais e a sobrecarga dos sistemas hidráulico e elétrico.

Os impactos revelam efeitos perceptíveis à população, como o desabastecimento, os vazamentos e a baixa pressão, fazendo com que surjam diversas ocorrências em busca da equalização dos mesmos.

Pela análise gerada, observou-se que o SAA Porto Novo, apesar de possuir características distintas dos demais, pôde abranger os principais impactos da alta temporada nos sistemas, demonstrando através de dados quantitativos a intensidade dos mesmos.

A Unidade de Negócio do Litoral Norte da SABESP tem atuado nas causas, com controle de vazão e pressão nas redes, para reduzir o volume perdido em vazamentos e obter pressões mais adequadas de acordo com a NBR 12.218/2017, pesquisa de vazamentos, reparos na rede e melhorias na infraestrutura buscando mitigar os impactos causados durante a alta temporada turística.

Portanto, conclui-se que os resultados da pesquisa produziram um quadro real que irá facilitar a visualização, discussão e resolução futura desses impactos no abastecimento do Litoral Norte Paulista, bem como agregar novos conhecimentos sobre os impactos provindos da alta temporada na região.

## AGRADECIMENTOS

À Unidade de Negócio Litoral Norte da SABESP pela cessão dos dados utilizados neste trabalho e ao IFSP pela infraestrutura e apoio docente.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alexandre Neto, A.** (2018). “Alteração da distribuição pressurizada em marcha por uma distribuição por gravidade em três bairros do município de São Sebastião”. *Curso de Elaboração e Gerenciamento de Projetos para a Gestão Municipal de Recursos Hídricos, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Ceará – IFCE, Caraguatatuba*, 51 p.
- ANA, Agência Nacional de Águas e Saneamento** (2022) “Portal da Qualidade das Águas: Indicadores de Qualidade – Índice de Qualidade das Águas (IQA)”. Disponível em: <http://pnqa.ana.gov.br/indicadores-indice-aguas.aspx>. Acesso em: 04 jul. 2022.
- APAMLN, APA Marinha do Litoral Norte** (2020). “Plano de Manejo”. *Sistema Integrado de Gestão Ambiental*, 671 p.
- ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas** (2020). “NBR 5626: Sistemas prediais de água fria e água fria e água quente – Projeto, execução, operação e manutenção”. Rio de Janeiro.
- ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas** (2017). “NBR 12218: Projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público – Procedimento”. Rio de Janeiro, 23 p.
- Barros, A.F.A.** (2020). “Análise das principais causas de descontinuidade no fornecimento de energia elétrica e de seus impactos nos indicadores de qualidade”. *Curso de Engenharia Elétrica, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro*. Rio de Janeiro, 63 p.
- Boulomytis, V.T.G., Zuffo, A.C., Imteaz, M.A** (2018). “Derivation of Design Rainfall and Disaggregation Process of Areas with Limited Data and Extreme Climatic Variability”. *International Journal of Environmental Research*, 12 (2), 147-166.
- BRASIL, Portaria GM/MS nº 888, de 4 de maio de 2021** (2021). “Altera o Anexo XX da Portaria de Consolidação GM/MS nº 5, de 28 de setembro de 2017, para dispor sobre os procedimentos de controle e de vigilância da qualidade da água para consumo humano e seu padrão de potabilidade”. Diário Oficial da União. Brasília, DF.
- BRASIL, Lei nº 14.026, de 15 de julho de 2020** (2020). “Atualiza o marco legal do saneamento básico e altera a Lei nº 9.984, de 17 de julho de 2000”. Diário Oficial da União. Brasília, DF.
- CBH-LN, Comitê de Bacias Hidrográficas do Litoral Norte** (2020). “Relatório de Situação dos Recursos Hídricos do Litoral Norte”. *Sistema Integrado de Gerenciamento de Recursos Hídricos do Estado de São Paulo*, 86 p.
- DAEE, Departamento de Águas e Energia Elétrica** (2022). “Hidrologia: Banco de Dados Hidrológicos”. DAEE-CTH, São Paulo.
- Fontana, M.E., Morais, D.C.** (2013) “Modelo para setorizar redes de distribuição de água baseado nas características das unidades consumidoras”. *Production*, Vol. 25, No. 1, Set. 2013, p. 143-156.
- FUNASA, Fundação Nacional de Saúde** (2014). “Redução de perdas em sistemas de abastecimento de água”. 2ª Edição, Brasília, 176 p.
- Gil, A.C.** (2002). “Como Elaborar Projetos de Pesquisa”. 4. Ed. São Paulo: Atlas S.A.
- IBGE, Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística** (2017). “Atlas Escolar: Distribuição da População”. Disponível em: [https://atlasescolar.ibge.gov.br/images/atlas/mapas\\_brasil/brasil\\_distribuicao\\_populacao.pdf](https://atlasescolar.ibge.gov.br/images/atlas/mapas_brasil/brasil_distribuicao_populacao.pdf). Acesso em: 04 jul. 2022.
- IBGE, Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística** (2021). “Cidades e Estados: Caraguatatuba”. Disponível em: <https://www.ibge.gov.br/cidades-e-estados/sp/caraguatatuba.html>. Acesso em: 04 jul. 2022.
- Ministério da Saúde** (2006). “Vigilância e Controle da Qualidade da Água para Consumo Humano”. Brasília.
- Morais, D.C. et al.** (2010). “Priorização de áreas de controle de perdas em redes de distribuição de água”. *Pesquisa Operacional*, Vol. 30, No. 1, Abr. 2010, p. 15-32.
- ODS, Objetivos de Desenvolvimento Sustentável** (2022). “Objetivo 6 – Água Potável e Saneamento”. Disponível em: <https://odsbrasil.gov.br/objetivo?n=6>. Acesso em: 04 jul. 2022.
- Penedo, P.H.S.** (2015). “Relação entre precipitação e turbidez em cursos d’água no Espírito Santo”. *Curso de Pós-Graduação em Ciências Florestais, Centro de Ciências, Universidade Federal do Espírito Santo, Jerônimo Monteiro*, 80 p.
- SABESP, Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo** (2007). “Estação de Tratamento de Água: ETA Porto Novo”. Unidade de Negócio do Litoral Norte.
- SABESP, Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo** (2015). “Relatório Técnico RC – Final -Volume II – Diagnóstico e Estudo de Concepção - Consolidação - Município de Caraguatatuba”. Consórcio Geasanevita/Enops, 330 p.
- SABESP, Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo** (2021). “Relatório Temporada 2020/2021”. Unidade de Negócio do Litoral Norte.

- SIDRA, Sistema IBGE de Recuperação Automática** (2022). “Estimativas de População: Tabela 6579 – População residente estimada”. Disponível em: <https://sidra.ibge.gov.br/tabela/6579>. Acesso em: 04 jul. 2022.
- SIMA, Secretaria de Infraestrutura e Meio Ambiente**. “IQA – Índice de Qualidade das Águas”. Disponível em: <https://www.infraestruturameioambiente.sp.gov.br/educacaoambiental/prateleira-ambiental/iqa-indice-de-qualidade-das-aguas/>. Acesso em: 04 jul. 2022.
- Souza, D.L.A.** (2016). “Análise dos impactos ambientais relacionados às perdas de água em rede de distribuição: estudo de caso em Olinda/PE”. *Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Produção, Centro de Tecnologia e Geociências, Universidade Federal de Pernambuco, Recife*, 79 p.
- Vieira, A.S. et al** (2021). “Estudo de caso – plano de ação emergencial para o sistema de abastecimento de água de concórdia”. *Brazilian Journal Of Development*, Vol.7, No.3, p. 29030-29049.

## AJUSTE DE MODELOS ESTATÍSTICOS PARA SÉRIES TEMPORAIS DE PRESSÃO EM SISTEMAS DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA

1<sup>er</sup>. Fabrizio Silva Campos, 2<sup>do</sup>. Maria Mercedes Gamboa Medina

Departamento de Hidráulica e Saneamento – EESC/USP - Universidade de São Paulo, Brasil  
fabrizio.campos@usp.br, mmgamboam@usp.br

### RESUMO:

As companhias de saneamento possuem o desafio de busca por eficiência operacional, e para lidar com este problema devem contar com ferramentas tecnológicas que auxiliem o processo de tomada de decisão. O processo de tomada de decisão por sua vez esbarra na barreira do entendimento sobre o comportamento das redes de distribuição de água em sistemas urbanos de abastecimento. Este trabalho propõe contribuir com estratégias e ferramentas que auxiliem as companhias de saneamento neste processo. Foram ajustados modelos de previsão de séries temporais SARIMA, Naive Sazonal e de Médias, para séries de pressão em um sistema real de distribuição de água. Através de uma análise comparativa de acurácia de previsão, com as métricas MAPE e RMSE, pode-se concluir que há vantagens no uso do modelo estatístico SARIMA frente aos modelos ingênuos e que a análise de séries temporais contribui com o entendimento do mecanismo gerador da série. Assim os resultados colaboram com a construção de um arcabouço técnico na área de hidráulica de redes, podendo ser aplicado em escala real pelas companhias de saneamento.

### ABSTRACT:

The utility companies of sanitation face the challenge of seeking operational efficiency, and to deal with this problem they must count with technological tools should help the decision-making process. The decision-making process, in turn, comes up against the barrier of understanding about the behavior of water distribution networks in urban supply systems. This work will contribute with strategies and tools that help utility companies of sanitation in this process. SARIMA, Naive Seasonal and Mean time series prediction models were fitted to pressure series in a real water distribution system. Through a comparative analysis of forecast accuracy, with the metrics MAPE and RMSE, proven that the benefits of using the SARIMA model against naive models, as well the time series analysis contributed to the understanding of the generating mechanism. Thus, the results helped the construction of a technical framework in the field of network hydraulics and can be applied on a real scale by the utility companies of sanitation.

**PALAVRAS CLAVES:** series temporais; previsão; hidráulica de redes

## INTRODUÇÃO

O entendimento sobre o comportamento das redes de distribuição de água em sistemas urbanos de abastecimento tem sido um desafio para as companhias de saneamento. O primeiro passo para compreender as características de um sistema é coletar dados através de monitoramento remoto, como o de sinais de pressão, e estudá-los de modo a compreender melhor seu mecanismo gerador.

A ideia de utilizar modelos para descrever o comportamento de fenômenos físicos é bem estabelecida. Neste sentido, propõe-se ajustar um modelo de previsão estatístico SARIMA (modelo sazonal autorregressivo, integrado de médias móveis) para as séries temporais de pressão de um sistema real, e comparar com modelos ingênuos para avaliação do seu desempenho. Os resultados alcançados poderão constituir base para estudos futuros que envolvam otimização da operação de redes, e detecção de vazamentos, por exemplo. Estudos recentes, como o de Larrubia (2021), que avaliou a aplicação de modelos para interpolação, tratamento de outliers e previsão de séries de vazão e pressão de um sistema real de abastecimento, reforçam a importância do tema.

## ÁREA DE ESTUDO E BASE DE DADOS

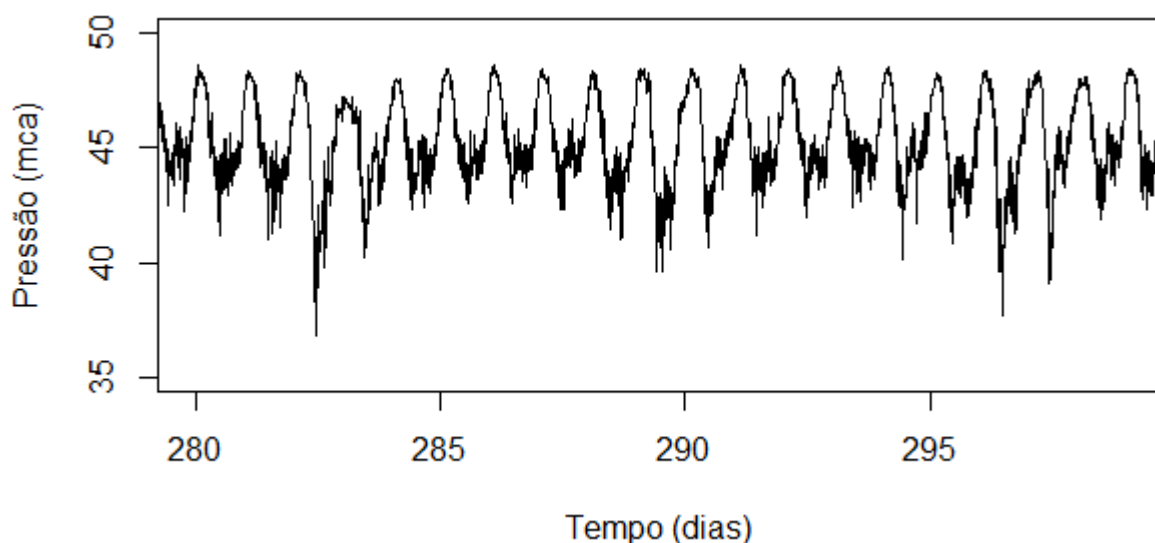
A base de dados deste estudo provém dos ensaios de campo realizados por Gamboa-Medina (2017), o qual monitorou por 357 dias, e com resolução temporal de 1 dado a cada 2 minutos, as cargas de pressão da rede de abastecimento de água de um setor no município de Araraquara, SP - Brasil. Como características do setor temos uma área de 2,75 km<sup>2</sup>, com aproximadamente 6 mil ligações, sendo 90% de categoria residencial. A extensão da rede é de aproximadamente 57 km, formada principalmente por tubulações de PVC, com diâmetros de 50 mm (72%) até 250 mm (7%). Alguns trechos de rede mais antigos possuem cerca de 20 anos e diversos são os chamados para reparo de vazamentos no local feitos para a companhia de saneamento local (DAAE – Departamento Autônomo de Água e Esgoto da cidade de Araraquara).

Ao todo, 9 sensores foram utilizados por Gamboa-Medina (2017), os quais sua localização foi determinada por processo de otimização de modo a representar a melhor cobertura do monitoramento. Durante o período de monitoramento, foram realizadas diversas simulações de eventos na rede, com o objetivo de analisar posteriormente o impacto destas simulações na série de dados.

A resolução de 2 minutos dos sensores de pressão instalados na rede de abastecimento real monitorada no estudo de Gamboa-Medina (2017) favorece a velocidade de detecção de vazamentos, porém este curto intervalo captura variações instantâneas e torna a série ruidosa. Outro ponto verificado foi que uma maior resolução torna a base de dados mais pesada do ponto de vista computacional, e alguns algoritmos selecionados neste estudo possuem limitações que impedem de processar os dados na escala apresentada.

Diante disso, foi proposto a mudança para a resolução de 10 minutos, considerado um intervalo satisfatório para não causar perda de informação, tornar a base mais leve para o processamento computacional e ainda por se adequar a resolução de outros sensores de mercado que trabalham nesta escala.

Foram avaliados os períodos de normalidade operacional da rede, e como resultado desta avaliação, o maior conjunto obtido (sem falhas) foi de 2736 pontos, equivalente a 19 dias contínuos de monitoramento. O início dessa série se dá no dia 280 de monitoramento e vai até o dia 299, conforme Figura 1. Esta base foi dividida em treino e teste, contendo 14 dias de treino e 1 para teste. Para melhor aproveitar esta série, foram criadas 5 janelas de análise, caminhando o passo de 1 dia (144 observações) a frente.



**Figura 17.-** Série temporal de pressão na rede de distribuição de água referente ao período selecionado para análise deste estudo.

## ESTATÍSTICA DA SÉRIE

Antes de ajustar o modelo, faz-se estudo da autocorrelação da série e da estacionariedade. A autocorrelação é uma medida da semelhança de uma série temporal com versões dela mesma deslocadas no tempo. “É utilizada para detecção de comportamento não aleatório, em particular de padrões de repetição, tais como a presença de componentes periódicos na série” (Chatfield, 1996). Como forma de promover o estudo da autocorrelação da série, serão utilizados gráficos chamados de autocorrelogramas, que nos mostram os valores para a função de autocorrelação (FAC) e autocorrelação parcial (FACP). Segundo Hyndman e Khandakar (2021), inclusive, estes gráficos podem ser utilizados para determinar a ordem de modelos tanto autorregressivos,  $AR(p)$ , quanto de médias móveis  $MA(q)$ .

Segundo Chatfield (1996), uma série pode ser dita estacionária se não há mudança sistemática na média (sem tendência), sem mudança sistemática na variância, e se as variações de período foram estritamente removidas. Ou seja, estas componentes estatísticas não possuem dependência com o tempo, sendo essa característica definida como estacionariedade fraca. Na prática, em análise de séries temporais costuma-se trabalhar com o formato de estacionariedade fraca porque ela é mais operacional e atende satisfatoriamente às caracterizações de processos estocásticos (De Matos, 2018).

Como este estudo tem o objetivo de aplicar modelos estatísticos do tipo autorregressivos, a verificação da estacionariedade no início do estudo é um pré-requisito, uma vez que estes se aplicam apenas a séries estacionárias. Quando uma série não é estacionária é requerido que a mesma seja transformada através de técnicas específicas (Chatfield, 1996). Nesta pesquisa a condição de estacionariedade foi avaliada graficamente e através de teste de hipótese chamado ADF (Dickey-Fuller Aumentado) em caso da hipótese de estacionariedade ser rejeitada, aplica-se então a diferenciação e repete-se o teste.

Ao se tratar da remoção da sazonalidade introduz-se o conceito de diferenciação sazonal, sendo ela a diferença entre uma observação e a observação passada de mesma sazonalidade (Hyndman & Athanasopoulos, 2021). Para sazonalidade sua identificação foi analisada graficamente, além de aplicado o teste de Ollench-Webel (Webel e Ollech, 2019), e seu resultado é uma soma booleana que classifica a sazonalidade presente na série original como verdadeira ou falsa.

## Modelos AR(p)

Segundo Box et al. (2008) uma série temporal é uma sequência de observações tomadas sequencialmente no tempo, e possuem um recurso intrínseco de que, tipicamente, observações adjacentes são dependentes entre si. Este conceito corrobora com o apresentado por Chatfield (1996), que afirma que quando sucessivas observações são dependentes, valores futuros podem ser preditos com base nas observações passadas. Ao processo que estuda essa característica de séries temporais damos o nome de autorregressão. A autorregressão assume que as futuras observações da série temporal estão relacionadas com as observações do passado através de uma relação linear (LAZZARI, 2020). O termo autorregressão indica que esse processo é uma regressão da variável observada contra si mesma (HYNDMAN & ATHANASOPOULOS, 2021).

Assim, um modelo autorregressivo de ordem  $p$  pode ser escrito como apresentado pela Equação 1:

$$y_t = \phi_1 y_{t-1} + \phi_2 y_{t-2} + \dots + \phi_p y_{t-p} + \varepsilon_t \quad [1]$$

sendo  $y_t$  o valor atual que depende de um parâmetro  $\phi_p$  e das observações passadas  $y_{t-p}$ .  $\varepsilon_t$  é ruído branco. Fazemos referência a esse modelo como AR(p), modelo autorregressivo de ordem  $p$ .

## Modelo ARMA (p,q)

Como forma de melhorar os modelos autorregressivos, pode-se acrescentar a avaliação de médias móveis. A notação que antes era AR(p) passa então a ser ARMA (p,q), sendo MA(q) o modelo de médias móveis de ordem  $q$ . De acordo com Hyndman & Athanasopoulos (2021), ao contrário de usar observações passadas para previsão, um modelo de médias móveis considera os erros das previsões anteriores em uma abordagem de regressão. Assim, pode-se diminuir o número de parâmetros estimados para o modelo e ganhar em acurácia. Dessa forma, pode-se agregar médias móveis aos modelos autorregressivos e chegar ao que chamamos de modelo autorregressivo e de médias móveis, ARMA (p,q), definido como apresentado pela Equação 2:

$$y_t = \phi_1 y_{t-1} + \dots + \phi_p y_{t-p} + \varepsilon_t - \theta_1 \varepsilon_{t-1} - \dots - \theta_q \varepsilon_{t-q} \quad [2]$$

sendo  $y_t$  o valor atual que depende de um parâmetro autorregressivo  $\phi_p$  e das observações passadas  $y_{t-p}$ , além de depender também de um parâmetro de médias móveis  $\theta_q$  e dos erros passados  $\theta_{q-t-q}$ . E  $\varepsilon_t$  é ruído branco.

## Modelo SARIMA

Os modelos ARIMA descritos anteriormente ainda possuem a capacidade de lidar com componentes sazonais presentes nos dados. Como descrito por Hyndman e Athanasopoulos (2021), uma ARIMA sazonal ou SARIMA é formada a partir da inclusão de termos sazonais adicionais em um modelo ARIMA.

Utilizando então letras minúsculas para denotar os termos da parte não sazonal e letra maiúscula para a parte sazonal do modelo, obtendo a forma SARIMA(p,d,q)(P,D,Q). Os termos sazonais então refletem as mesmas considerações sobre a parte não sazonal, onde  $P$  representa a parte autorregressiva,  $D$  a ordem da diferenciação e  $Q$  a componente de médias móveis, mas envolvendo o período sazonal  $m$ . Assim, pode ser escrito conforme notação da Equação 3,



$$\phi(B)\Phi(B^m)(1-B)^d(1-B^m)^D y_t = \theta(B)\Theta(B^m)\varepsilon_t \quad [3]$$

Onde  $\Phi$  representa os parâmetros autorregressivos da parte sazonal do modelo, assim como  $\theta$  representam os parâmetros de médias móveis da parte sazonal do modelo. O uso de modelos SARIMA pode trazer vantagens por lidar com a componente sazonal da série, fazendo com que o comportamento dela seja melhor representado.

### Modelos de Previsão *Benchmark*

Com o objetivo de promover uma comparação de performance do modelo SARIMA proposto utilizou-se de modelos de *benchmark*, como uma abordagem ingênua para validar o uso e verificar as vantagens de modelos mais complexos. A primeira referência baseia-se em previsões feitas com valores médios da série. A segunda referência de comparação será através do modelo Naive sazonal, que considera o último dia (144 observações) da base de treino como a previsão do dia seguinte, base de teste.

### Estimação e Seleção da Ordem dos Modelos

Para identificação da ordem do modelo e para estimação dos parâmetros, será utilizado o método automático através do algoritmo “autoarima” proposto por Hyndman e Khandakar (2008), que consiste em ajustar modelos e calcular uma medida de informação de ajuste, neste caso AIC (Critério de Informação de Akaike), e em seguida verificar o valor de AIC das combinações de parâmetros dos vizinhos e “caminhar” na direção do melhor modelo (menor AIC), até que não encontre nos vizinhos melhor combinação de parâmetros segundo seu AIC. A medida AIC por sua vez penaliza modelos complexos demais e favorece os mais simples. Após ajuste do modelo foi realizada análise dos resíduos, que consiste na avaliação das suposições de que o erro é Ruído Branco (RB), a média do resíduo é zero, a variância é constante, que não existe correlação no ruído e sua distribuição é normal (BROCKWELL & DAVIS, 2010).

### Avaliação de modelos

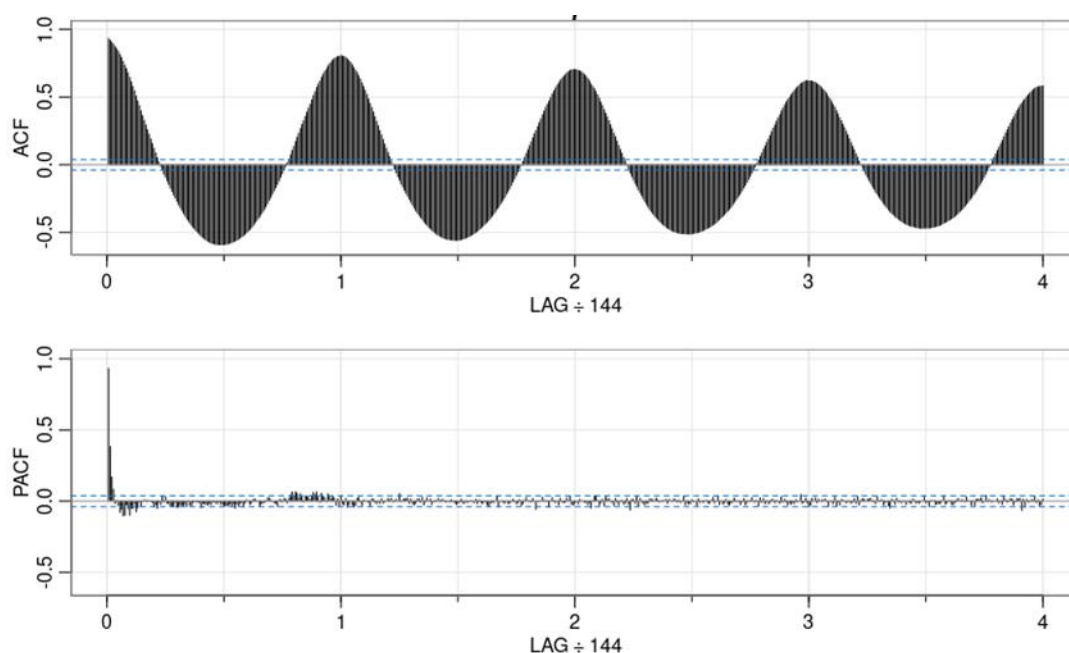
A etapa de avaliação dos modelos tem o objetivo de validar os parâmetros ajustados e sua performance. Enquanto a base de treino é utilizada para calibrar o modelo, a avaliação ocorre sobre a base de teste. Busca-se então mensurar e comparar o erro entre os valores originais e preditos, a meta é minimizar esta diferença (Lazzari, 2020). Para isso existem medidas que são relevantes para séries temporais, que foram adotadas neste trabalho. Sendo elas MAPE (Equação 4) (*mean absolute percentage error*), que representa o erro percentual médio absoluto e RMSE (Equação 5) (*root mean squared error*) que representa a raiz do erro médio quadrático, dadas pelas seguintes fórmulas:

$$MAPE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left| \frac{y_i - \hat{y}_i}{y_i} \right| \times 100\% \quad [4]$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2}{n}} \quad [5]$$

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

Segundo Hyndman & Athanasopoulos (2021) quando os dados são sazonais, as autocorrelações serão maiores para as defasagens sazonais (e em seus múltiplos) do que em outras defasagens. Ao observar o correlograma da série de treino (Figura 2) percebe-se que há um pico no lag (valor da defasagem) 144 que corresponde a 1 dia de monitoramento, bem como esse padrão se repete para seus múltiplos, indicando assim a sazonalidade diária que há na série, proveniente do padrão de consumo de água na rede de abastecimento. O comportamento observado no autocorrelograma é caracterizado por Chatfield (1996) como série alternada, em que há uma tendência de alternância, com observações em diferentes lados da média global. É possível concluir também que a série apresenta indícios de estacionariedade quanto a tendência, pois o valor da autocorrelação tende a zero com o aumento da defasagem.



**Figura 2.-** Gráfico da função de autocorrelação e autocorrelação parcial referente ao sensor escolhido.

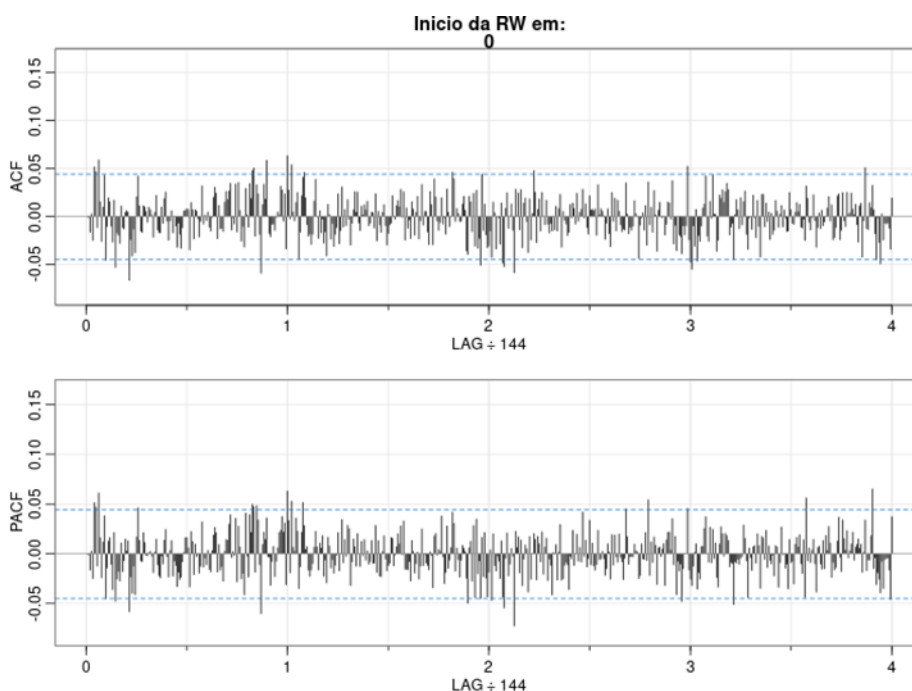
Para verificação da estacionariedade a própria análise visual do gráfico apresentado na Figura 1 aponta para uma série estacionária pois não se observa com clareza se há tendência. Adicionalmente à análise gráfica, os testes de raízes unitárias de Dikey-Fuller Aumentado (ADF) retornaram p-valores menores do que o nível de significância  $\alpha = 0,05$ . Para os resultados do teste ADF a hipótese nula é a de não-estacionariedade, então valores baixos de p-valor são preferíveis (abaixo do nível de significância  $\alpha = 0,05$ ), concluindo que há indícios de estacionariedade quanto a tendência.

Os gráficos das funções de autocorrelação e autocorrelação parcial dos dados do sensor elucidam o padrão de repetição que caracteriza a sazonalidade determinística presente na série. Um dia de monitoramento, considerando resolução de 10 minutos, corresponde a 144 observações, e é essa medida que foi considerada no gráfico como lag de referência, assim no eixo x do gráfico os valores 1, 2, 3 e 4 representam a quantidade de dias observados. Corroboram com estas afirmações os resultados positivos obtidos para todos os sensores analisados, de acordo com os testes de Ollench-Webel (Webel e Ollech, 2019).

## Ajuste do modelo SARIMA

Para cada componente do modelo SARIMA estima-se um parâmetro, de forma a se obter a equação do modelo ajustado. Sobre o ajuste é realizado também a análise de resíduos, de modo a verificar se as suposições sobre os resíduos são verdadeiras.

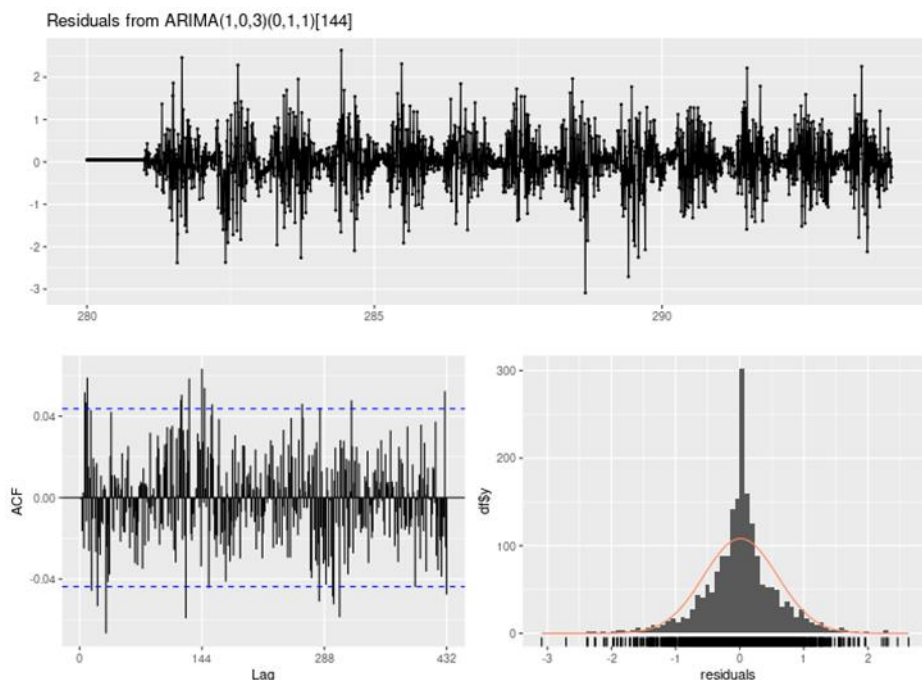
A execução do algoritmo “autoarima” descrito anteriormente selecionou um modelo  $(1,0,3)(0,1,1)[144]$  com valor de AIC igual a 3698,93 para a primeira janela de análise, aquela sobre a qual o ajuste foi realizado. A condição de não correlação entre os valores dos resíduos é verificada pelo gráfico das funções de autocorrelação e autocorrelação parcial, apresentados na Figura 3. Assim, é possível perceber que não há picos significativos nos *lags* sazonais, apenas alguns pontos aleatórios fora do intervalo de confiança, mas que na prática não possuem significado, indicando que os resíduos são não correlacionados.



**Figura 3.-** Gráfico das funções de autocorrelação (ACF) e autocorrelação parcial (PACF) do modelo SARIMA ajustado para a série.

Através da análise gráfica da Figura 4 é possível verificar o comportamento dos resíduos do modelo SARIMA modificado, ajustado para a base de treino. No gráfico superior pode-se visualizar os valores dos resíduos ao longo do tempo, e sua média igual a zero, porém também fica evidente que a variância não é constante, os resíduos estão seguindo um padrão, na mesma escala do período sazonal diário da série.

O segundo gráfico presente na Figura 4, no canto inferior esquerdo é novamente a função de autocorrelação (ACF). E no canto inferior direito está presente a distribuição dos resíduos normalizados, na forma de histograma, e com uma função comparativa, há também a curva (em laranja) que representa a distribuição normal esperada para os resíduos. Mas, como pode ser visto, os resíduos não seguem a distribuição normal, justamente por conta de a variância não ser constante ao longo do tempo.

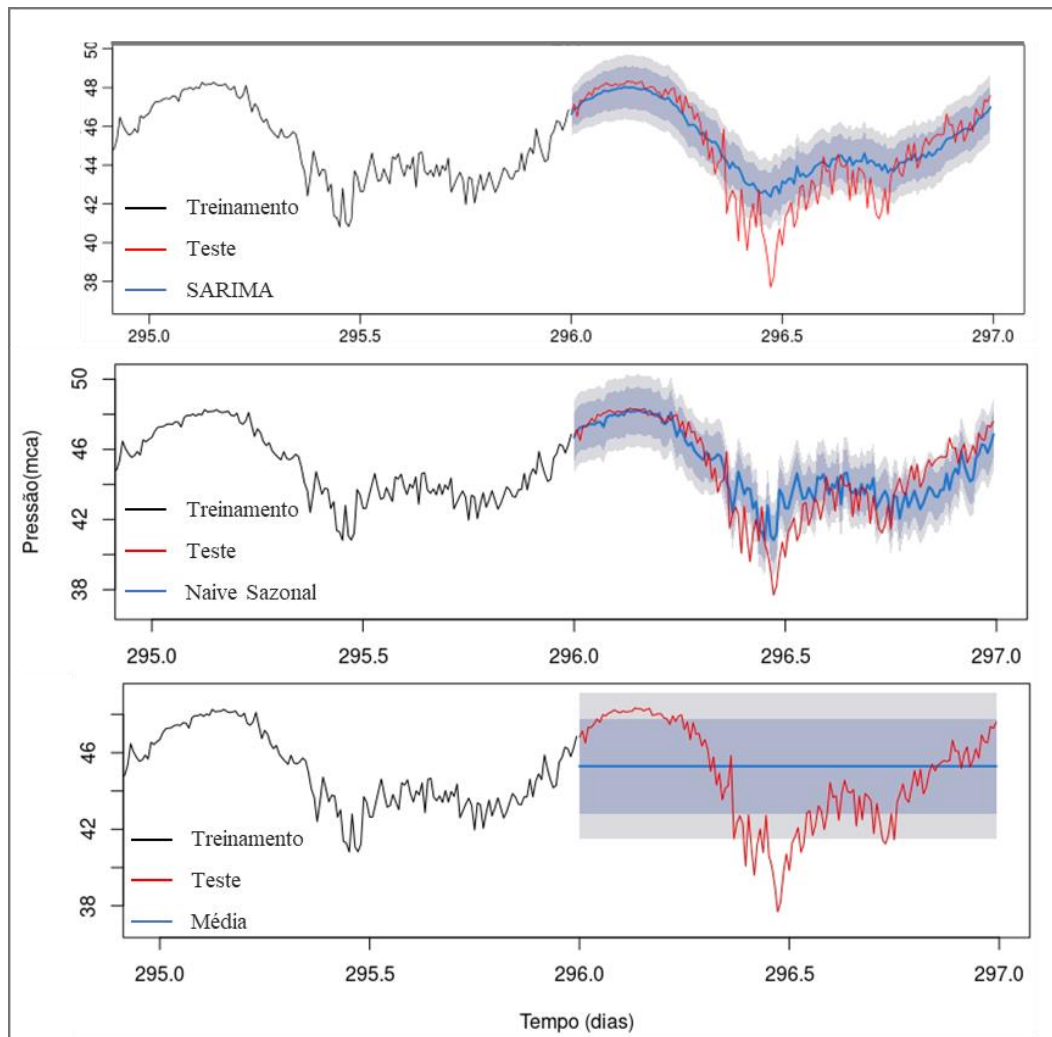


**Figura 4.-** Análise de resíduos do modelo ajustado SARIMA para a base de treino.

Como forma de validar o ajuste realizado nas 5 janelas de análise, além dos valores de AIC, são analisados os valores obtidos pelas métricas RMSE e MAPE. Os valores foram muito próximos para todas as janelas, sendo que os melhores resultados para as duas métricas foram para a janela de número 1 com 0,57 (mca) e 0,89% para os valores de RMSE e MAPE respectivamente.

### Análise comparativa da previsão com modelos

Ao utilizar o modelo SARIMA, Naive Sazonal e de Médias obteve-se as métricas RMSE e MAPE para cada uma das janelas de análise. Todos os valores de acurácia calculados foram maiores do que na fase de ajuste do modelo SARIMA, como esperado, porém, agora não se encontra mais igualdade entre as janelas. Além das métricas, é possível analisar os gráficos com os valores observados e preditos com os modelos. Através da Figura 5 pode-se visualizar os dados de treinamento (limitados ao último dia) na linha de cor preta, os dados de teste na linha de cor vermelha e os dados previstos com os modelos na cor azul, com seu respectivo intervalo de confiança de 80 e 95% nas cores cinza escuro e cinza claro, respectivamente. Foi escolhido um único dia de análise, correspondente à janela 3, que faz referência a um sábado e demonstrou ser o dia mais difícil de prever dados para o modelo SARIMA.



**Figura 5.-** Gráficos de previsão com respectivos intervalos de confiança para os modelos SARIMA, Naive Sazonal e Médias.

Os resultados da métrica de avaliação RMSE são apresentados na Tabela 1. Através dela é possível perceber que o modelo SARIMA foi o que obteve melhor resultado em todas as janelas de análise, o modelo Naive Sazonal teve desempenho intermediário entre o modelo SARIMA e o uso de médias para previsão. Nota-se que o maior valor de RMSE se deu na janela de análise 3, a mesma escolhida para representação nos gráficos da Figura 5, e que para esta janela o modelo SARIMA teve o pior desempenho, demonstrando que o Sábado, dia referente ao conjunto de teste dessa janela, representou maior dificuldade na modelagem.

**Tabela 1.-** Avaliação comparativa do desempenho das previsões dos modelos SARIMA, Naive Sazonal e Médias, quanto ao valor de RMSE (mca) para cada uma das janelas de análise.

Janela de Análise	SARIMA	Naive Sazonal	Média
#1	0.82	1.11	1.85
#2	0.80	1.11	2.04
#3	1.32	1.40	2.70
#4	0.99	1.31	2.19
#5	0.66	1.17	1.66

Também para a métrica MAPE o modelo SARIMA apresentou melhor desempenho na análise comparativa com os outros métodos de previsão. Novamente a janela de análise 3 foi a que apresentou piores resultados para todos os modelos, obtendo um valor de 2.17% para o modelo SARIMA, 2.41% para o Naive Sazonal e 5.23% para o uso de médias para previsão.

**Tabela 2.-** Avaliação comparativa do desempenho das previsões dos modelos SARIMA, Naive Sazonal e Médias, quanto ao valor de MAPE (%) para cada uma das janelas de análise.

Janela de Análise	SARIMA	Naive Sazonal	Média
#1	1.32	1.72	3.42
#2	1.37	1.92	4.05
#3	2.17	2.41	5.23
#4	1.70	2.20	3.99
#5	1.17	1.78	3.00

## CONCLUSÃO

A abordagem proposta demonstrou que existe vantagem no uso de modelos estatísticos aplicados a previsão de séries de pressão em sistemas reais de distribuição de água frente ao uso de métodos ingênuos. A avaliação de resíduos do modelo SARIMA por sua vez evidenciou que o modelo não foi capaz de extrair toda informação existente na série temporal, uma vez que os resíduos não apresentaram variância constante e distribuição normal. Outra limitação encontrada está na avaliação de componentes sazonais presentes na série, pois o modelo SARIMA ajustado trabalhou com apenas uma sazonalidade, aquela que representa o ciclo diário de consumo de água, porém podem estar presentes na série também componentes sazonais semanais. O fato de o desempenho dos modelos ser pior aos sábados aponta para uma variação no comportamento da série em função do dia da semana. Como trabalhos futuros recomenda-se a modelagem da sazonalidade determinística em separado através de métodos capazes de lidar com sazonalidades complexas.

## REFERÊNCIAS

- BOX, G. EP., JENKINS, G. M., REINSEL, G. C.** Time series analysis: forecasting and control. 4ª Edição. John Wiley & Sons, 2008.
- BROCKWELL, P. J.; DAVIS, R. A.** (2 Ed.). Introduction to time series and forecasting. New York, NY: Springer New York, 2010.
- CHATFIELD, C.** The Analysis of Time Series - An Introduction. 5º Edição, Chapman and Hall CRC, London, 1996.
- DE MATTOS, R.S.** Tendências e Raízes Unitárias. Texto Didático. UFJF: Juiz de Fora, 2018.
- GAMBOA-MEDINA, M.M.** Detecção de vazamentos e alterações em redes de distribuição de água para abastecimento, durante a operação, usando sinais de pressão. 2017. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.
- HYNDMAN, R. J., e KHANDAKAR, Y.,** Automatic time series forecasting: The forecast package for R. Journal of Statistical Software, 2008.
- HYNDMAN, R.J., e ATHANASOPOULOS, G.** Forecasting: principles and practice, 3ª edição, OTexts: Melbourne, Australia, 2021. Disponível em <OTexts.com/fpp3>. Acesso em 26 de Abril de 2022.
- LARRUBIA, L.F.** (2021). Detecção de anomalias, interpolação e previsão em tempo real de séries temporais para operação de reservatórios e distribuição de água. Dissertação. IME, USP, São Paulo.
- LAZZERI, F.** Machine learning for time series forecasting with Python. John Wiley & Sons, 2020.
- MORETIN, P.A.; TOLOI, C.M.C.** Análise de séries temporais. 2 ed. São Paulo: Egard Blucher, 2006.
- WEBEL, K.; OLLECH, D.** An overall seasonality test. Deutsche Bundesbank's Discussion Paper series. 2019.

## CONDUTOS HIDRÁULICOS ADOTADOS EM OBRA DE SEGURANÇA HÍDRICA DO INTERIOR DO CEARÁ

Andrêza Leite de Araujo<sup>1</sup> e Hugo Morais de Alcantara<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Programa de Pós-Graduação em Gestão e Regulação de Recursos Hídricos (Profágua), Universidade Federal de Campina Grande (UFCG), Centro de Desenvolvimento Sustentável do Semiárido (CDSA), Rua Luiz Grande, s/nº, Frei Damião, Sumé-PB, CEP 58.540-000, Brasil  
alaraujocivil@gmail.com; hugo.morais@professor.ufcg.edu.br

### RESUMO

A região Nordeste do Brasil padece com a seca na maior parte do ano e possui poucos rios perenes. O Rio São Francisco concentra 63% das águas nordestinas e seu projeto de integração é parte do plano nacional de segurança hídrica que foi concebido para dar acesso à água para as pessoas que sempre passaram por dificuldades devido à falta desse recurso. O Cinturão das Águas do Ceará (CAC) foi concebido com o intuito de viabilizar uma maior capilaridade das vazões transpostas pelo Projeto de Integração do Rio São Francisco (PISF). O objeto de estudo dessa pesquisa são os condutores hidráulicos do Lote Três do CAC que tem origem no Município de Barbalha e termina em Crato, cidades que fazem parte da Região Metropolitana do Cariri (RMC). O estudo de caso contempla o acompanhamento da obra de execução do lote três do Cinturão das águas do Ceará, destacando as diferenças dos seus condutos livres e fechados. Com adoção da observação direta e intensiva para abordagem da problemática, além de levantamento bibliográfico, fotográfico e documental para a análise. Pôde ser observada a execução do conduto fechado, chamado de sifão, e com isso foi possível entender todo o procedimento de montagem que dá-se início com a abertura da vala para assentamento da tubulação. É possível entender o processo de execução de cada conduto hidráulico respeitando suas particularidades e aplicações.

### ABSTRACT

The Northeast region of Brazil suffers from drought for most of the year and has few perennial rivers. The São Francisco River concentrates 63% of the northeastern waters and its integration project is part of the national water security plan that was conceived to give access to water for people who have always faced difficulties due to the lack of this resource. The Ceará Water Belt (CAC) was conceived with the aim of enabling greater capillarity of the flows transposed by the São Francisco River Integration Project (PISF). The object of study of this research are the hydraulic conductors of Lote Três do CAC that originates in the Municipality of Barbalha and ends in Crato, cities that are part of the Metropolitan Region of Cariri (RMC). The case study contemplates the monitoring of the execution work of lot three of the Belt of waters of Ceará, highlighting the differences of its free and closed conduits. With the adoption of direct and intensive observation to approach the problem, in addition to a bibliographic, photographic and documentary survey for analysis. It was possible to observe the execution of the closed conduit, called a siphon, and with this it was possible to understand the entire assembly procedure that begins with the opening of the trench for laying the pipe. It is possible to understand the execution process of each hydraulic conduit respecting its particularities and applications.

**PALAVRAS CHAVES:** Condutos. Infraestrutura. Segurança Hídrica.

## INTRODUÇÃO

O Brasil está entre os cinco maiores países do mundo e a maior bacia hidrográfica do planeta está localizada na região amazônica (NATTRODT e DIAS, 2021). Em contraponto tem-se a região Nordeste que padece com a seca na maior parte do ano e com poucos rios perenes. O Rio São Francisco concentra 63% das águas nordestinas e seu projeto de integração é parte do plano nacional de segurança hídrica que foi concebido para dar acesso à água para as pessoas que sempre passaram por dificuldades devido à falta desse recurso (FERREIRA, 2021).

De acordo com a Secretaria dos Recursos Hídricos do Estado (2021), o Cinturão das Águas do Ceará (CAC) foi concebido com o intuito de viabilizar uma maior capilaridade das vazões transpostas pelo Projeto de Integração do Rio São Francisco (PISF) em território cearense e encontra-se com o seu primeiro trecho em fase de implantação. São 145,3 km de extensão que compreendem segmentos de canal, túneis e condutos fechados chamados de sifões, que têm o papel de aduzir a água derivada da barragem Jati, situada no Eixo Norte do Projeto de Integração do Rio São Francisco.

O objeto de estudo dessa pesquisa são os condutores hidráulicos do Lote Três do CAC que tem origem no Município de Barbalha e termina em Crato, cidades que fazem parte da Região Metropolitana do Cariri (RMC). Além da análise dos condutores hidráulicos adotados na implantação do projeto CAC são explanadas suas diferenças. Em todo e qualquer projeto, principalmente quando se trata de obras de infraestrutura hidráulica, é imprescindível conhecer o andamento do mesmo para sua máxima eficácia. Explanar e detalhar os dois tipos de condutores hidráulicos adotados e trazer à tona suas principais diferenças na construção e operação trará consigo benefícios para todas as pessoas envolvidas no processo de execução e moradores do entorno da obra.

## METODOLOGIA

O presente trabalho é de natureza aplicada e exibirá um estudo de caso, ou seja, um estudo profundo e exaustivo de maneira que se permita o seu mais amplo e detalhado conhecimento sobre o assunto, tarefa praticamente impossível mediante outros tipos de metodologias existentes (GIL, 2008). O estudo tem um caráter exploratório-descritivo de forma a compreender e descrever a dinâmica existente entre as estruturas adotadas no projeto. O estudo de caso contempla o acompanhamento da obra de execução do lote três do Cinturão das águas do Ceará, destacando as diferenças dos seus condutos livres e fechados. Com adoção da observação direta e intensiva para abordagem da problemática, além de levantamento bibliográfico, fotográfico e documental para a análise.

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

Pôde ser observada a execução do conduto fechado (Figura 1), chamado de sifão, e com isso foi possível entender todo o procedimento de montagem que dá-se início com a abertura da vala para assentamento da tubulação já pintada, posterior a esse procedimento tem-se a soldagem e montagem, e nos devidos locais são soldados os dispositivos de segurança, os hidromecânicos, entre eles, bocas de visita, descargas de fundo e ventosas, ao finalizar a montagem da tubulação é realizado o reaterro com adensamento de areia, e na parte superior são aplicados taludes com proteção de pedra.





**Figura 1.-** Fases do assentamento da tubulação. Fonte: Autora (2022)

Já no processo de execução do conduto livre, o canal (Figura 2), dá-se início com a escavação da seção hidráulica e em seguida é realizada a sua regularização com atenção aos taludes internos, posteriormente é iniciada a escavação dos locais de dreno de fundo e recrava, para o dreno é necessária a aplicação de tubo corrugado perfurado e brita envoltos em material geotêxtil, a geomembrana será soldada e passará por testes de permeabilidade para que, só então seja protegida pelo concreto de Fck de 15MPa, que terá como principal função, de fato, a proteção mecânica da geomembrana, também conhecida por manta em PEAD (Polietileno de Alta Densidade). Ao finalizar a concretagem das placas primárias são concretadas as placas secundárias e reaterradas as respectivas recravas do canal.



**Figura 2.-** Execução do conduto livre. Fonte: Autora (2022)

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

Diante do exposto, é possível entender o processo de execução de cada conduto hidráulico respeitando suas particularidades e aplicações. Por mais que a implantação do conduto fechado tenha menos etapas/serviços e pareça ser de fácil execução, não é o que é visto na prática, além de ser uma atividade com mais custos a começar pela matéria prima da tubulação e do peso de cada peça, quando se trata de terrenos desnivelados o mais indicado é o conduto fechado, deixando o conduto livre para ser utilizado em outras circunstâncias. A topografia do terreno é quem irá influenciar diretamente na escolha do conduto a ser adotado, mas em travessias de vias urbanas, o mais comum é que o conduto fechado seja implantado, dessa vez com algumas particularidades, pois deverá respeitar a forma de aplicação, sendo necessários outros artifícios e tecnologias para aplicação com métodos destrutivos ou não destrutivos.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001 e 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

- Brasil** (2012). Lei Nº 12.651, de 25 de MAIO de 2012. Dispõe sobre a proteção da vegetação nativa; altera as Leis nºs 6.938, de 31 de agosto de 1981, 9.393, de 19 de dezembro de 1996, e 11.428, de 22 de dezembro de 2006; revoga as Leis nºs 4.771, de 15 de setembro de 1965, e 7.754, de 14 de abril de 1989, e a Medida Provisória nº 2.166-67, de 24 de agosto de 2001 e dá outras providências. Brasília, DF. Disponível em: [http://www.planalto.gov.br/ccivil\\_03/\\_ato2011-2014/2012/lei/112651.htm#:~:text=Esta%20Lei%20estabelece%20normas%20gerais,n%C2%BA%20571%2C%20de%202012](http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2011-2014/2012/lei/112651.htm#:~:text=Esta%20Lei%20estabelece%20normas%20gerais,n%C2%BA%20571%2C%20de%202012)). Acesso em: 24 mai. 2022
- Ferreira, J. G.** (2021). “A transposição das águas do rio São Francisco na resposta à seca do Nordeste brasileiro. Cronologia da transformação da ideia em obra”. Campos Neutrais - Revista Latino-Americana de Relações Internacionais, Vol. 1, No. 2, p. 53-72.
- GIL, A. C.** (2008) Métodos e Técnicas de Pesquisa Social. 6. ed. São Paulo: Atlas, 2008. 220 p.
- NATTRODT, T. N. M; DIAS, M. D. G. S.** (2001) “As relações entre recursos hídricos, energia e sustentabilidade na amazônia”. Brazilian Journal of Development, v. 7, n. 4, p. 38319-38339.
- SRH: SECRETARIA DOS RECURSOS HÍDRICOS.** (2022) Cinturão das Águas do Ceará. Disponível em: <https://www.srh.ce.gov.br/mapas-cinturao-das-aguas-do-ceara/>. Acesso em: 26 mai. 2022.

## **ESTUDO DA INFLUÊNCIA DAS TARIFAS DE ENERGIA NO DIMENSIONAMENTO ECONÔMICO DE ADUTORAS E LINHAS DE RECALQUE NA REGIÃO NORDESTE DO BRASIL**

Jullius Cesar Ferreira Barros<sup>1</sup>, Emanuel Joaquim Daniel Júnior<sup>2</sup>, Abmael de Sousa Lima Junior<sup>3</sup>, Marcelo Casiuch<sup>4</sup> e Fábio Chaffin Barbosa<sup>5</sup>

Universidade Federal de Pernambuco, Brasil<sup>1,2</sup>

Universidade de Pernambuco, Brasil<sup>3</sup>

Prof. Água - Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Brasil<sup>4</sup>

jullius.barros@ufpe.br<sup>1</sup>

emanuel.daniel@ufpe.br<sup>2</sup>

abmael.junior@hotmail.com<sup>3</sup>

marcelo.casiuch@profagua.uerj.br<sup>4</sup>

fabio.chaffin@tpe.com.br<sup>5</sup>

### **RESUMO:**

Cerca de 200 milhões de brasileiros são influenciados por problemas relacionados à oferta de água e energia elétrica. Em sistemas de água, prospecta-se que a energia utilizada pode representar mais da metade do seu custo variável. Dessa forma, são necessários estudos potenciais pela busca de otimização de operação e mitigação dos custos de implantação e manutenção do sistema. Diante disso, o presente estudo objetiva estudar o impacto das tarifas de energia no dimensionamento econômico de adutoras na Região Nordeste do Brasil. Nas simulações realizadas, consideraram-se três custos: de tubulação, elevatória e energia. As condições hidráulicas foram variadas em diversos cenários, buscando simular condições críticas ou favoráveis aos custos energéticos. Assim, concluiu-se então que não há prejuízo hidráulico quanto ao dimensionamento econômico de adutoras em função das tarifas reduzidas de energia para sistemas públicos de abastecimento de água e irrigação na Região Nordeste do Brasil. Entretanto, ressalta-se que se pode obter uma redução do custo global do sistema, levando-se em conta os 30 anos de sua operação.

### **ABSTRACT:**

About 200 million Brazilians are influenced by problems related to the supply of water and electricity. In water systems, it is expected that the energy used can represent more than half of its variable cost. Thus, potential studies are needed to search for operation optimization and mitigation of system implementation and maintenance costs. Therefore, the present study aims to study the impact of energy tariffs on the economic dimensioning of water mains in the Northeast region of Brazil. In the simulations performed, three costs: water mains, pumping stations and energy were considered. The hydraulic conditions were varied in different scenarios, seeking to simulate critical or favorable conditions for energy costs. So, it was concluded that there is no hydraulic damage regarding the economic sizing of water mains due to reduced energy rates for public water supply and irrigation systems in the Northeast region of Brazil. However, it is noteworthy that it is possible to obtain a reduction in the overall cost of the system, considering the 30 years of its operation.

**PALAVRAS-CHAVE:** custos de implantação e manutenção; dimensionamento econômico de adutoras; tarifas de energia

## INTRODUÇÃO

Direta ou indiretamente, cerca de 200 milhões de brasileiros são influenciados por problemas relacionados à oferta de Água e Energia Elétrica (Caldas *et al.*, 2016). Principalmente devido ao crescimento desordenado de demandas localizadas e da degradação qualitativa das águas, o Brasil, mesmo detendo 12% da água doce superficial do mundo, vem sofrendo severamente com o desabastecimento de água, agravando-se em prolongados períodos de estiagem (Azevedo *et al.*, 2013).

Assim, entende-se também que a implantação de sistemas de uso da água, como abastecimento humano e irrigação, relacionam-se com elevados custos operacionais. Tal fato se deve, principalmente, ao custo do gasto energético para bombeamento de sistemas de recalque (Perroni *et al.*, 2015).

Perroni *et al.* (2011) estabelece então que é de suma importância um estudo mais aprofundado dessas variáveis econômicas que envolvem projetos do gênero supracitado, principalmente quando relacionadas ao consumo de energia.

Este argumento reforça-se quando se prospecta que a energia utilizada nestes sistemas pode representar, segundo Azevedo Netto *et al.* (2002), mais da metade de seu custo variável. Dessa forma, são necessários estudos potenciais pela busca de otimização de operação e mitigação dos custos de implantação e manutenção do sistema.

Para entender melhor os custos supracitados, a Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL, 2005) estabelece que os consumidores do serviço pagam o valor correspondente às quantidades de energia elétrica demandada e consumida. Este valor é estabelecido em kWh e multiplicado por um valor unitário, denominando-se, assim, a tarifa. Este parâmetro pode ser composto pela demanda de potência e pelo consumo de energia. Com isto, destaca-se que nem todos os consumidores são tributados pela demanda de potência, dependendo, assim, da estrutura tarifária e da modalidade de fornecimento ao qual o consumidor está enquadrado (Perroni *et al.*, 2015).

Lima *et al.* (2009) afirmam que a redução no diâmetro da tubulação gera uma elevação das perdas de carga, aumentando assim a potência necessária do conjunto motobomba. Dessa forma, tal configuração de projeto propicia um maior custo do conjunto elevatório e aumenta a despesa com energia. Entretanto, tem a capacidade de propiciar uma economia na compra da tubulação prospectada. Por outro ângulo, aumentando-se o diâmetro da tubulação, a potência do conjunto elevatório e o custo operacional de energia elétrica são reduzidos, onerando-se mais os custos relacionados à compra da tubulação. Segundo estudo dos mesmos autores, processos de simulação neste campo possibilitaram obter um rendimento médio de 25,9%, com redução média anual dos gastos com energia elétrica. Por fim, concluem que indicadores de eficiência são fundamentais ao fornecerem informações importantes e necessárias para avaliação durante o dimensionamento de equipamentos, podendo, sobretudo, propiciar a concorrência entre fabricantes, projetistas e fornecedores, por melhores desempenhos energéticos.

A partir daí, diversos estudos são realizados com o intuito de obter uma maior eficiência energética em projetos de linha de recalque, principalmente relacionando-se aos fenômenos hidráulicos (Zocoler *et al.*, 2011). Mesmo que hidraulicamente o projeto esteja devidamente dimensionado, este pode não atender, satisfatoriamente, aos aspectos econômicos (Perroni *et al.*, 2011).

O presente trabalho buscou estudar a influência das tarifas de energia no dimensionamento econômico de adutoras na região nordeste. A hipótese avaliada foi de que, ao reduzir em demasia os custos de energia de um sistema, o dimensionamento econômico tenderá a resultar em menores diâmetros, acarretando velocidades e perdas de carga cada vez maiores, o que pode causar uma severa redução na vida útil do sistema, trazendo danos à infraestrutura das tubulações.

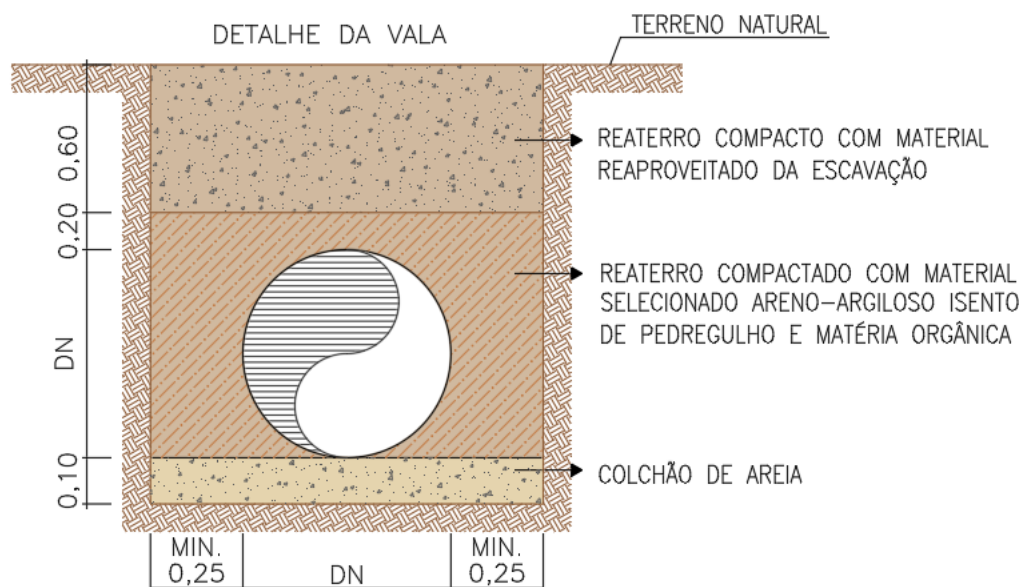
## METODOLOGIA

O dimensionamento econômico é uma ferramenta que subsidia a escolha do melhor diâmetro para uma linha de adução, baseando-se em parâmetros hidráulicos (Vazão, Velocidade, Perda de Carga, Altura Manométrica, dentre outros) e financeiros para definir qual alternativa mostra-se mais vantajosa dentro dos parâmetros pré-definidos.

Nas simulações realizadas, consideraram-se três custos, sendo eles:

- 1) Tubulação – Referindo-se ao custo de fornecimento e assentamento de todas as tubulações, assim como os custos referentes às valas e todas as obras subsequentes;
- 2) Elevatória – Custo referente à obra da estação elevatória, estimado através de curvas paramétricas que variam em função da potência da bomba escolhida;
- 3) Energia – Custo de energia referente a 30 anos de operação da linha objeto do estudo; sendo este último o principal objeto deste trabalho.

Para a obtenção dos custos da tubulação foi realizada uma composição de custos para o fornecimento e assentamento das tubulações, o material escolhido para as tubulações foi o PVC DEFoFo e a vala tipo é apresentada na Figura 1.

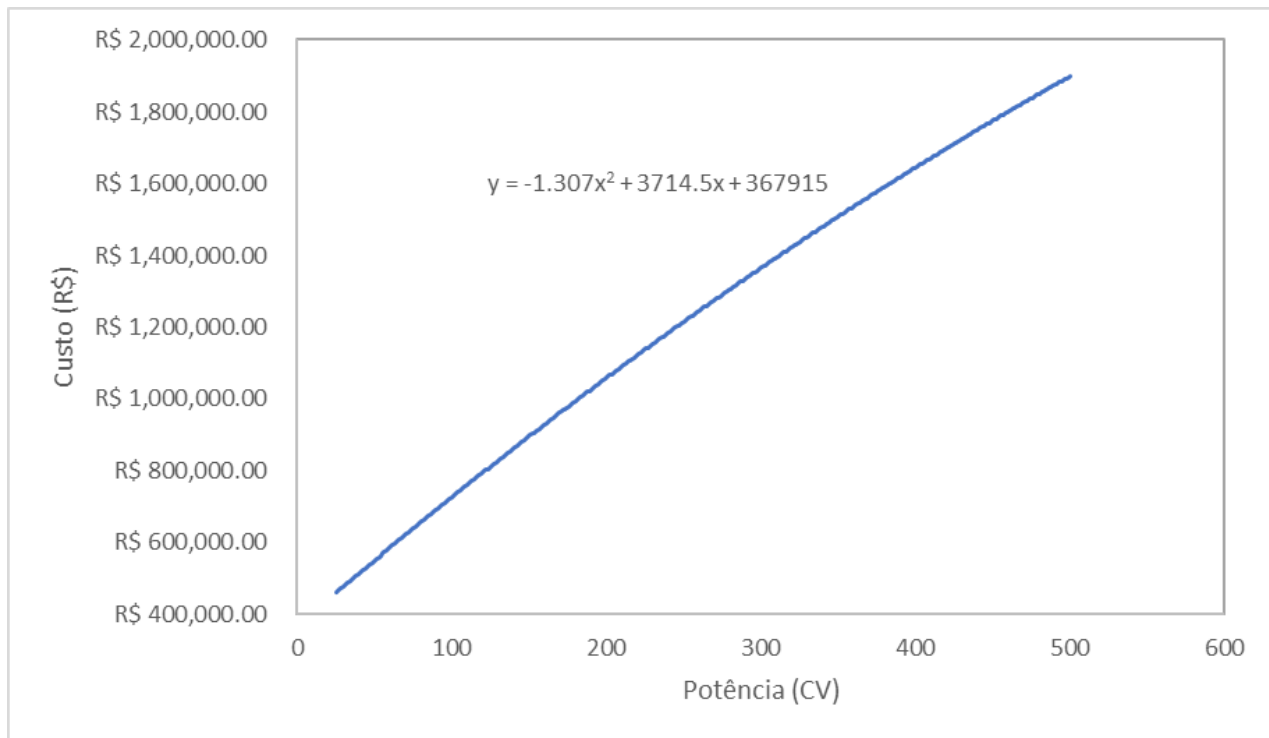


**Figura 1.-** Vala tipo para assentamento das adutoras

Os custos referentes às obras das estações elevatórias de água resultaram na equação apresentada na Tabela 1 e a curva de custo está representada na Figura 2.

**Tabela 1. –** Equação de custo - Estação elevatória de água

Equação	$Y = AX^2 + BX + C$		
Y	Custo total estação elevatória de água em R\$		
X	Potência em CV		
Coeficientes da Equação	A	B	C
	-1,307	3714,50	367915



**Figura 2.-** Curva de Custo Elevatória de Água

As condições hidráulicas (vazão, desnível geométrico e comprimento da linha) foram variadas em diversos cenários buscando simular: i) Condições críticas que retornassem altas velocidades e perdas de carga, fazendo com que os custos de energia se elevassem ao máximo, e; ii) Condições favoráveis, que retornassem baixas velocidades e perdas de carga, minimizando-se os custos de energia.

Para o dimensionamento das bombas, foram simulados cenários com diversos rendimentos do conjunto, variando-se de 40% a 70%. Ressalta-se que, em todos os cenários, utilizou-se uma folga de 10% sobre a potência consumida (kW) para a escolha da potência comercial das bombas (CV).

Para os custos com energia elétrica, considerou-se a operação em um período de 30 anos, com uma taxa de atualização de 8,66% ao ano, objetivando-se obter o valor presente.

Além do consumo (R\$/kWh), considerou-se também o custo da demanda ativa (R\$/kWmês), onde aplicável. O tempo de bombeamento diário foi simulado em 3 cenários, sendo:

- Tempo = 24 horas por dia – Bombeamento contínuo, típico de sistemas de abastecimento de água;

- Tempo < 24 horas – Bombeamento por um período fixo, inferior a 24 horas (simulando-se 5 períodos de funcionamento: 9, 12, 15, 18 e 21 horas por dia);

- Tempo Variável – Bombeamento variável em função da demanda, típico de sistemas de irrigação, que variam o período de funcionamento, mês a mês, em função do regime pluviométrico.

As tarifas consideradas foram obtidas a partir de uma média das tarifas dos estados da Bahia (Neoenergia - COELBA, 2021a; 2021b), Ceará (ENEL CEARÁ, 2022) e Pernambuco (Neoenergia - CELPE, 2021a; 2021b), utilizando-se três grupos: Rural Irrigante, Serviço Público (NI Serv Água, Esgoto e Saneamento) e Residencial. Essa variação de tarifas buscou compreender o impacto que o subsídio governamental para sistemas públicos de irrigação e abastecimento trás no dimensionamento das linhas adutoras. Observam-se, na Tabela 2, as tarifas utilizadas para o dimensionamento.

**Tabela 2. – Tarifas utilizadas**

Grupo	Tipo	Horário	Custo por kWh (Consumo) ou kWmês (Demanda)
Rural Irrigante	Consumo ativo	Ponta <sup>1</sup>	R\$ 0,41
		F. de ponta <sup>2</sup>	R\$ 0,27
		Reservado <sup>3</sup>	R\$ 0,028
	Demanda ativa	Ponta	R\$ 24,22
		F. de ponta	R\$ 12,36
Serviço Público	Consumo ativo	Ponta	R\$ 0,41
		F. de ponta <sup>4</sup>	R\$ 0,27
	Demanda ativa	Ponta	R\$ 38,93
		F. de ponta	R\$ 16,45
Residencial	Consumo ativo	Ponta	R\$ 1,35
		F. de ponta	R\$ 0,51
	Demanda ativa	Ponta	R\$ -
		F. de ponta	R\$ -

1 – 3 horas diárias (18-21h) / 2 – 12,5 horas diárias (6-18h) / 3 – 8,5 horas diárias (21:30-6h) / 4 – 21 horas diárias (21-17h)

## RESULTADOS

Para que se pudesse avaliar a influência das tarifas de energia nos resultados dos dimensionamentos todas as condições (tempo de funcionamento, vazão, comprimento da adutora, altura manométrica e rendimento do conjunto) foram estudadas para os três grupos tarifários supracitados. Assim, as combinações das condições citadas resultaram em mais de 100 cenários que foram avaliados para todas as tarifas e, por fim, observou-se a diferença no resultado do dimensionamento econômico.

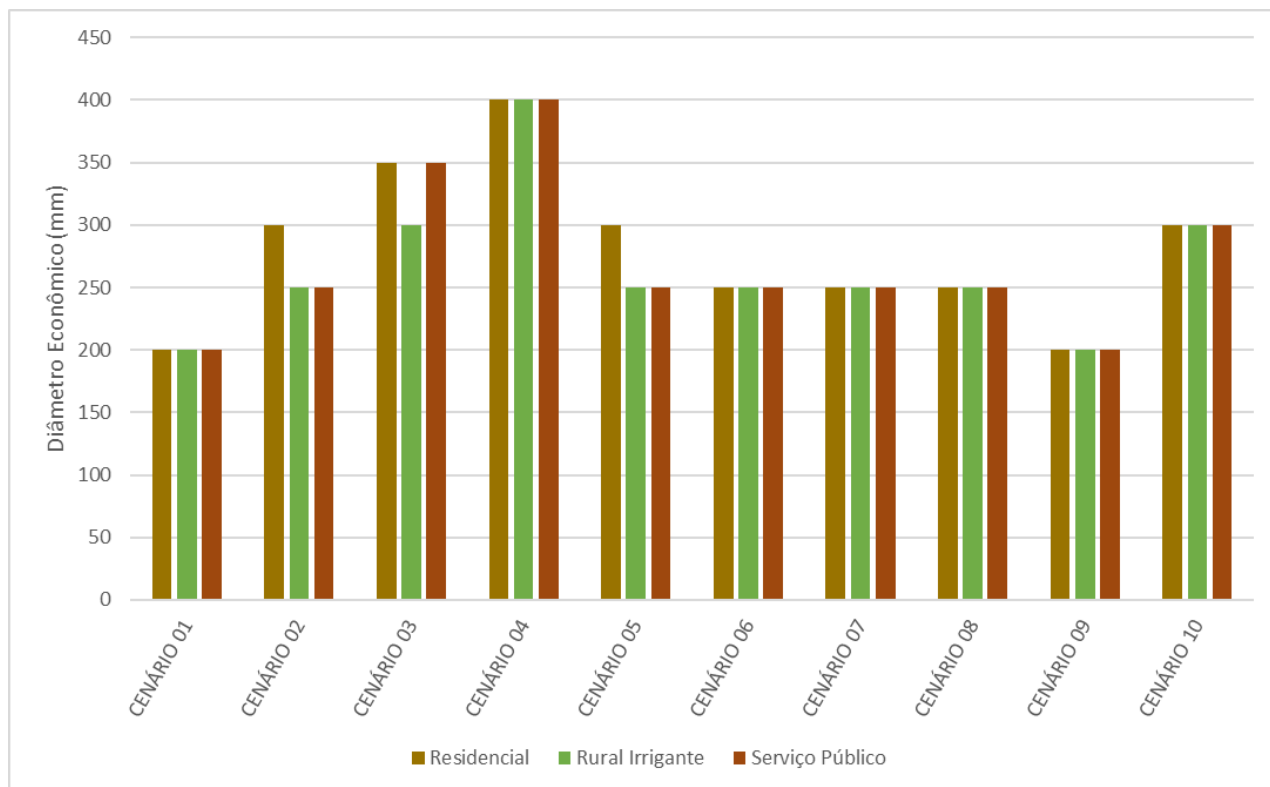
Para um melhor entendimento, a Tabela 3 apresenta os cenários que foram avaliados.

**Tabela 3. – Cenários avaliados**

Cenários	Tempo de funcionamento (h/dia)	Vazão (l/s)	Comprimento (m)	Rendimento da bomba (%)	Altura manométrica (m)
Cenário 01	24	25.00	1000.00	40.00	25.00
Cenário 02	24	50.00	2500.00	50.00	50.00
Cenário 03	24	100.00	5000.00	60.00	75.00
Cenário 04	24	150.00	10000.00	70.00	100.00
Cenário 05	21	50.00	5000.00	40.00	50.00
Cenário 06	18	50.00	5000.00	50.00	50.00
Cenário 07	15	50.00	5000.00	60.00	50.00
Cenário 08	12	50.00	5000.00	70.00	50.00
Cenário 09	9	50.00	5000.00	70.00	50.00
Cenário 10	Variável	100.00	10000.00	70.00	100.00

Dentre os cenários avaliados, apenas o 02, 03 e 05 apresentaram diâmetros econômicos distintos para um dos grupos tarifários, conforme apresentado na Figura 3.





**Figura 3.-** Resultado do dimensionamento econômico para os cenários avaliados

Para os cenários de 01 a 04, o tempo de funcionamento do sistema foi de 24 horas e os parâmetros de Vazão, Comprimento e Altura Manométrica foram aumentando em cada cenário, buscando criar condições hidráulicas cada vez mais desfavoráveis. Os parâmetros adotados para os cenários em questão resultaram num aumento, quase linear, dos diâmetros econômicos, conforme apresentado na Figura 3.

Para os cenários de 05 a 09, a Vazão, Comprimento e Altura Manométrica foram mantidos constantes, variando-se apenas o tempo de funcionamento do sistema e o rendimento do conjunto motor-bomba. Conforme observado na Figura 3, os diâmetros foram constantes nos cenários de 05 a 08, fato que se deve à manutenção dos parâmetros hidráulicos constantes. No cenário 09, houve uma redução de uma faixa de diâmetro, pois para este cenário, o sistema funciona apenas nove horas por dia, trazendo uma grande redução nos custos de energia. Ressalta-se que o tempo de funcionamento do sistema para cada um dos cenários pode ser observado na Tabela 3.

O Cenário 10 apresenta uma situação específica, em que o tempo de funcionamento é variável. O tempo variável é uma estratégia típica de sistemas de irrigação, onde há um maior tempo de funcionamento nos meses com menor regime de chuvas e menor tempo de funcionamento nos períodos mais chuvosos. As condições hidráulicas adotadas para esse cenário foram bastante desfavoráveis, com uma alta vazão, comprimento de tubulação e altura manométrica, resultando em um diâmetro econômico um pouco acima da média dos cenários anteriores.

Dentre todos os cenários estudados, houve pouca ou nenhuma influência do grupo tarifário no diâmetro econômico, sendo, na grande maioria dos casos, o mesmo diâmetro para todos os grupos. Nos poucos casos onde houve variação nos resultados, a diferença foi de apenas uma faixa de diâmetro comercial, o que não traz condições hidráulicas desfavoráveis, havendo, apenas, um leve aumento da velocidade e, conseqüentemente, da perda de carga.

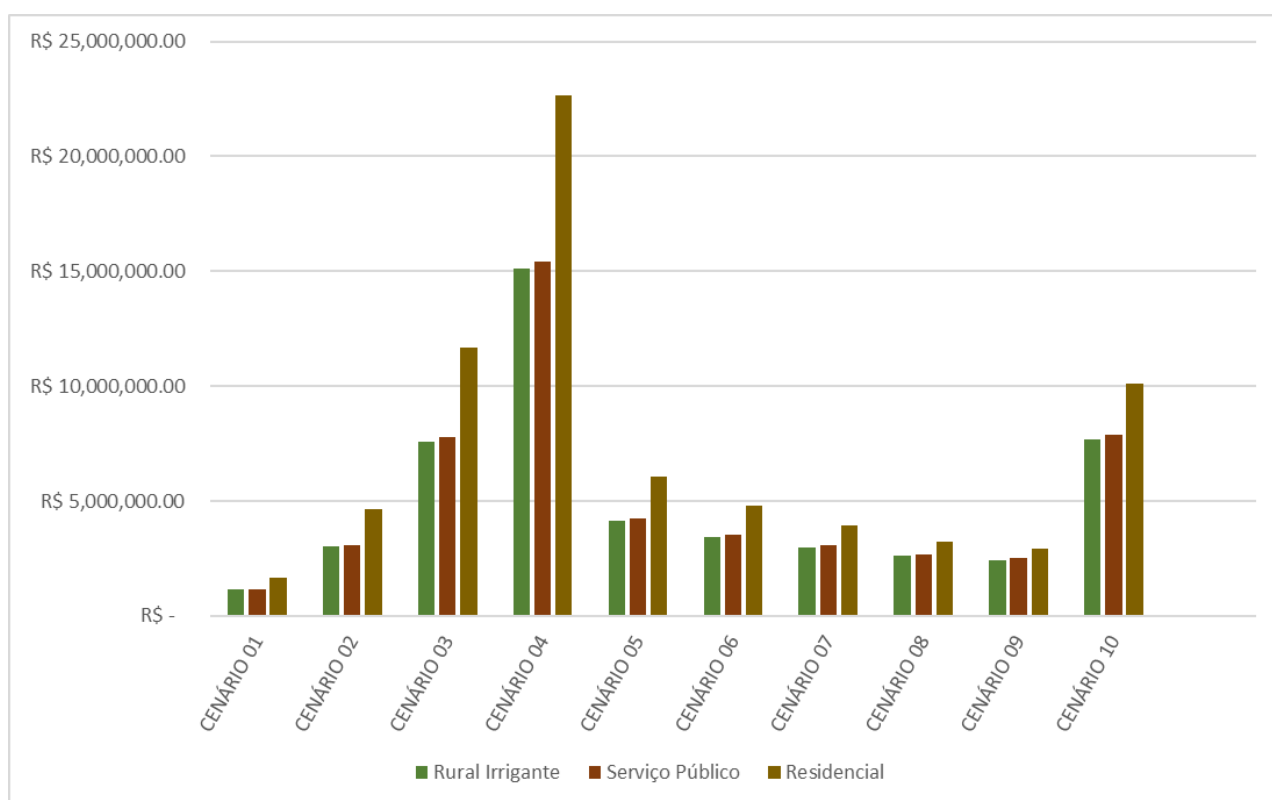
Analisando a Figura 3, percebe-se que, dentre os três cenários (02, 03 e 05) onde houve diferença nos resultados do dimensionamento econômico, o grupo tarifário Residencial aparece com a faixa de diâmetro superior aos demais em dois casos, devendo-se ao elevado custo de energia

resultante da utilização desta tarifa. Dessa forma, prioriza-se o aumento do diâmetro para que haja uma redução da perda de carga e conseqüentemente do custo de energia.

Nos cenários 02, 03 e 05, apresentados na Tabela 3 e Figura 3, verifica-se, também, que o grupo tarifário Rural Irrigante aparece com a faixa de diâmetro inferior aos demais. Tal fato se deve à tarifa do consumo ativo reservado, equivalente a 10% da tarifa do consumo ativo fora da ponta. Este último, por sua vez, é cerca de 65% inferior a tarifa residencial. Dessa forma, prioriza-se a diminuição dos custos com a tubulação, aceitando-se um aumento da perda de carga e conseqüentemente do consumo de energia.

Para o grupo tarifário Serviço Público (NI Serv Água, Esgoto e Saneamento), nos cenários onde houve mudança no resultado do dimensionamento econômico, ora ele acompanhou o resultado do grupo Residencial, ora o do Rural Irrigante; devendo-se a grande proximidade dos custos para as duas faixas de diâmetros. Em grande parte dos cenários, a diferença dos custos para as duas faixas de diâmetro não chegou a 1% do total, escolhendo-se, assim, a alternativa mais barata.

Em paralelo, houve uma diminuição, esperada, no preço global das alternativas que utilizaram os grupos tarifários Rural Irrigante e Serviço Público (NI Serv Água, Esgoto e Saneamento). Isto se deve ao fato de que as tarifas desses grupos são cerca de 65% menores do que as do grupo residencial. Os preços globais resultantes dos dimensionamentos para os cenários analisados são apresentados na Figura 4.



**Figura 4.-** Preço global das alternativas para os cenários avaliados

Em consonância com os resultados apresentados na Figura 3, a Figura 4 apresenta comportamento semelhante. Assim, os parâmetros financeiros seguem a mesma tendência que os parâmetros hidráulicos, de forma que haja um aumento exponencial até o cenário 04, com uma queda e estabilização entre os cenários 05 e 09. Da mesma forma, com as condições hidráulicas desfavoráveis, o cenário 10 apresenta um aumento nos custos relacionados.

Dadas as Figuras 3 e 4, destaca-se que os diâmetros econômicos para todos os grupos tarifários se mantiveram iguais ou muito próximos (no máximo uma faixa de diâmetro de diferença), não havendo diferença nos parâmetros hidráulicos resultantes destas simulações. Ainda, quando há a utilização da tarifa residencial, ocorre o aumento, esperado, do preço global para todas as alternativas. Observa-se, também, que há pouca diferença no preço global de todos os cenários para os grupos tarifários Serviço Público (NI Serv Água, Esgoto e Saneamento) e Rural Irrigante, tendo este último apresentado menor preço global em todos os casos, devendo-se, essa redução, às 8,5 horas de consumo ativo reservado, com tarifa de 10% do consumo ativo fora de ponta.

## CONCLUSÃO

Conforme observado durante a realização deste trabalho, o subsídio governamental para os grupos tarifários Serviço Público (NI Serv Água, Esgoto e Saneamento) e Rural Irrigante, apresentaram grande influência na redução dos custos globais para todos os cenários avaliados, levando em conta a construção e operação de um sistema adutor, em um horizonte de 30 anos.

No que se refere ao desempenho hidráulico das linhas adutoras, não houve mudanças significativas nos resultados dos dimensionamentos econômicos. Em grande parte dos cenários avaliados, não houve mudança no diâmetro econômico escolhido. Ainda, nos poucos casos onde alterações foram percebidas, estas foram de apenas uma faixa de diâmetro, não acarretando grandes prejuízos hidráulicos, resultando apenas em um pequeno aumento na velocidade e, conseqüentemente, na perda de carga.

Por fim, observa-se então que as tarifas energéticas possuem grande influência no dimensionamento econômico de adutoras e linhas de recalque no que se refere ao preço global das alternativas. Contudo, a redução nas tarifas é insuficiente para causar prejuízos hidráulicos nas linhas, mesmo no longo prazo, pois, conforme supracitado, há pouca ou nenhuma alteração nos resultados quando comparados diversos grupos tarifários.

## AGRADECIMENTOS

Os autores, por meio deste, agradecem a TPF Engenharia LTDA pelo fornecimento de dados e materiais que foram fundamentais para o desenvolvimento da presente pesquisa, dessa forma, aumentando o nível técnico de seus colaboradores e da engenharia no país.

## REFERÊNCIAS

- Agência Nacional de Energia Elétrica** (2005). *Tarifas de fornecimento de energia elétrica*. Cadernos Temáticos ANEEL, Brasília, Brasil.
- Azevedo, R.C.M.; Srinivasan, V.S.; Gavazza, S. and S.M. Santos** (2013). “O papel dos recursos hídricos no desenvolvimento sustentável do Nordeste”. *Proceedings of the XX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*, Bento Gonçalves, Brasil.
- Azevedo Netto, J. M.; Fernandes, M. F.; Araújo, R. and A.E. Ito** (2002). *Manual de hidráulica*. 8 ed. E. Blücher, São Paulo, Brasil.
- Caldas, A.L.D.; Carvalho, J.A. and F.C. Rezende** (2016). “Determinação da Velocidade Econômica em Adutoras sob Diferentes Condições de Custo e Funcionamento”. *Revista Engenharia na Agricultura*, Vol. 25, No. 6, Nov/Dec 2016, pp. 503-516.
- ENEL CEARÁ** (2022). *Tarifa de Fornecimento*. ENEL, Ceará, Brasil.
- Lima, A.C. et al.** (2009). “Avaliação e análise da eficiência energética na irrigação em sistemas pivô central”. *Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental*, Vol. 13, No. 4, July 2009, pp. 499-505.

**Neoenergia - CELPE (2021a).** *Tabela de Tarifas de Energia Elétrica - Grupo A.* Neoenergia, Pernambuco, Brasil.

**Neoenergia - CELPE (2021b).** *Tabela de Tarifas de Energia Elétrica - Grupo B.* Neoenergia, Pernambuco, Brasil.

**Neoenergia - COELBA (2021a).** *Tabela de Tarifas de Energia Elétrica - Grupo A.* Neoenergia, Bahia, Brasil.

**Neoenergia - COELBA (2021b).** *Tabela de Tarifas de Energia Elétrica - Grupo B.* Neoenergia, Bahia, Brasil.

**Perroni, B.L.T.; Faria, L.C.; Carvalho, J.A. and H.F.E. Oliveira (2015).** “Influência do Custo da Energia Elétrica e do Material da Tubulação na Velocidade Econômica de Bombeamentos”. *Brazilian Journal of Irrigation and Drainage*, Vol. 20, No. 1, 2015, pp. 13-20.

**Perroni, B.L.T.; Carvalho, J.A. and L.C. Faria (2011).** “Velocidade econômica de escoamento e custo de energia de bombeamento”. *Revista Engenharia Agrícola*, Vol. 31, No. 3, 2011, pp. 487-496.

**Zocoler, J.L.; Hernandez, F.B.T.; Saad, J.C.C. and R. L. Cruz (2011).** “Período de recuperação do investimento em bomba hidráulica de melhor rendimento em sistemas de bombeamento na tarifa horossazonal verde”. *Revista Engenharia Agrícola*, Vol. 31, No. 2, 2011, pp. 290-302.

# OPERAÇÃO DE BOMBEAMENTO INTERMITENTE - OPERAÇÃO BOCHECHO - NO CANAL DO RIO PINHEIROS, SÃO PAULO, BRASIL

Silene Cristina BAPTISTELLI<sup>1</sup>, Rodolfo SCARATI<sup>2</sup>, Laís AMORIM<sup>3</sup>, Ariel MAGALHÃES<sup>2</sup>, Bárbara DUARTE<sup>2</sup>, Fábio NOGUEIRA<sup>2</sup>,

1. SABESP. Brasil. sbaptistelli@sabesp.com.br

2. Universidade de São Paulo (USP). Brasil. arielabm@usp.br, barbara.pozzan.duarte@usp.br, scarati@usp.br, fabiofnog@alumni.usp.br

3. Fundação Centro Tecnológica em Hidráulica (FCTH). Brasil. lais.amorim@fcth.br

## Introdução

Localizado na cidade de São Paulo, o rio Pinheiros é um corpo hídrico inserido na bacia hidrográfica do Alto Tietê, altamente urbanizada, que historicamente foi afetado pelos despejos de esgotos domésticos e industriais, resíduos sólidos e pela poluição difusa. Em decorrência dessa poluição, o rio Pinheiros, em determinadas épocas do ano, particularmente na estiagem, vinha apresentando condições anaeróbias em suas águas, gerando odores desagradáveis. Em, 2019, com a decisão tomada pelo Governo do Estado de São Paulo de promover a melhoria da qualidade da água do rio Pinheiros e seus afluentes até dezembro de 2022, a SABESP, responsável pelo abastecimento de água e esgotamento sanitário desta bacia, programou e está executando obras estruturantes (obras convencionais de esgotamento sanitário), ações operacionais e soluções não convencionais, as URs (Unidades Recuperadoras da Qualidade das Águas) para a diminuição da carga de esgoto sanitário dos afluentes do rio Pinheiros. Além disso, vem testando alternativas para a promover a elevação do Oxigênio Dissolvido visto que mesmo no melhor cenário de execução de obras o rio poderá apresentar OD inferior a 2 mg/L por alguns períodos ao longo do ano, evidenciando a necessidade de intervenções não convencionais no rio Pinheiros.

Historicamente, o Canal Pinheiros teve origem na retificação do rio Pinheiros, iniciada no final da década de 30 e concluída em 1957. A antiga Usina Elevatória de Traição, atualmente Usina São Paulo, divide esse canal em dois: o Canal Pinheiros Inferior, com 10.083 m de extensão, trecho compreendido entre a confluência com o Rio Tietê ("Cebolão") e a Usina Elevatória de Traição, e o Canal Pinheiros Superior, com 15.461 m, trecho compreendido entre as usinas elevatórias de Traição e Pedreira (EMA, 2020c)..

A operação de bombeamento intermitente, chamada de Operação Bochecho, tem o objetivo de aumentar a oxigenação do rio por meio de movimentação hidráulica induzida pelas bombas. Desta forma, as águas do canal Pinheiros se movimentam entre o seu trecho superior (CPS) e inferior (CPI), pelas descargas e bombeamentos sucessivos na Usina São Paulo, sendo que a contribuição natural afluente (vazão excedente) siga seu curso natural sentido rio Tietê.

Entre 25 e 30 de abril de 2021 a Operação Bochecho foi realizada como um teste de campo performado no Rio Pinheiros, amparado pela parceria técnica firmada entre EMAE e SABESP. O monitoramento de parâmetros operacionais, referentes às condições hidráulicas do canal, e parâmetros de qualidade da água permitiram o acompanhamento, avaliação e modelagem da operação realizada.

Este trabalho tem como objetivo apresentar os dados hidráulicos e as ocorrências observadas durante os testes da Operação Bochecho, assim como os resultados do monitoramento da qualidade das águas do rio, efetuado durante este período. Além disso, serão apresentados resultados obtidos na modelagem matemática que simulou previamente e após o teste a hidrodinâmica e a qualidade das águas do rio Pinheiros.

## Metodologia

### Área de estudo

A área de estudo, o rio Pinheiros, inserido na bacia do rio é apresentada na Figura 1, que também apresenta um perfil esquemático do rio. Cabe notar que o rio Pinheiros flui desde o Reservatório Billings até o rio Tietê e em período de grandes chuvas para o controle de inundação e cheias as suas águas são bombeadas no sentido contrário, do Tietê para a Billings.

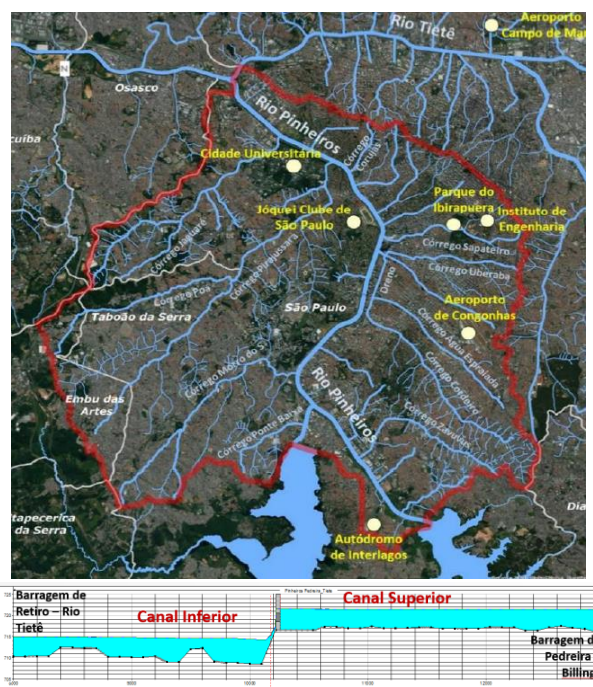


Figura 1.- Rio e Bacia do rio Pinheiros em planta e esquemático do perfil do rio

Durante o teste foram realizadas campanhas de monitoramento da qualidade das águas do rio para avaliar o comportamento de alguns parâmetros de qualidade. Três pontos de coleta foram selecionados no trecho inferior do Rio Pinheiros (Ponte Cidade Universitária, Ponte Eusébio Matoso e Ponte Cidade Jardim) e dois no trecho superior (Usina São Paulo e o futuro Ponto de Lançamento de oxigênio – à 800 m da E.E. Traição), apresentados na Figura 2. Os parâmetros monitorados foram: DBO, DQO, SST, fósforo, série de nitrogênio, OD, pH, temperatura da amostra e ambiente, nitrito, nitrito e COT.

Foi utilizada a modelagem computacional (modelos hidrodinâmicos e de qualidade das águas HEC-RAS e Delft3D) antes, durante e após o teste como uma ferramenta de análise para auxiliar no entendimento e efetivação da operação.

O teste da operação bochecho ocorreu das 19h00min, do dia 25/04/2021, até às 23h00, do dia 30/04/2021, perfazendo um total de 5 (cinco) dias ou, mais precisamente, 124 (cento e vinte e quatro) horas. O monitoramento da qualidade das águas ocorreu entre os dias 20/04/21 e 30/04/21, todas as coletas se deram no

período da manhã, e após o término do teste o monitoramento ocorreu ainda nos dias: 11/05/21, 14/05/21, e 18/05/21.



Figura 2.- Pontos de monitoramento

## Resultados

De acordo com o procedimento operativo da Usina São Paulo faz com que para a execução da Operação Bochecho seja primordial que não se tenha nenhuma previsão de chuva significativa, pois necessário trabalhar com os níveis d'água do canal Pinheiros bem elevados. Nos gráficos (Figura 3) é apresentado o comportamento dos níveis d'água dos canais Pinheiros com as vazões bombeadas e descarregadas durante o teste da Operação Bochecho:

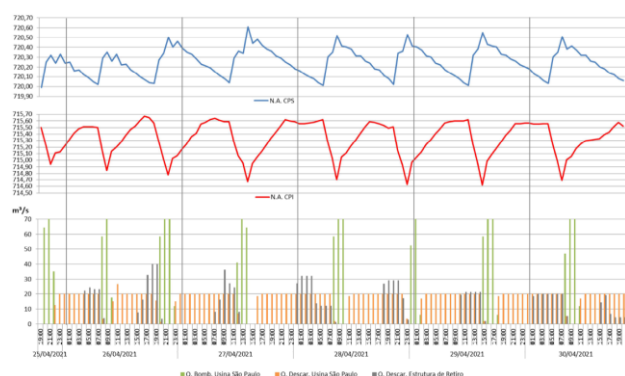


Figura 3. Comportamento dos Níveis D'água do Canal Pinheiros e as Vazões bombeadas e de descarga

## Qualidade da água

A Figura 4 mostra as medições de OD realizadas antes, durante e depois do teste de Operação do Bochecho para os pontos da Estação Elevatória Traição (atual Usina São Paulo) e para o ponto da Ponte Eusébio Matoso.

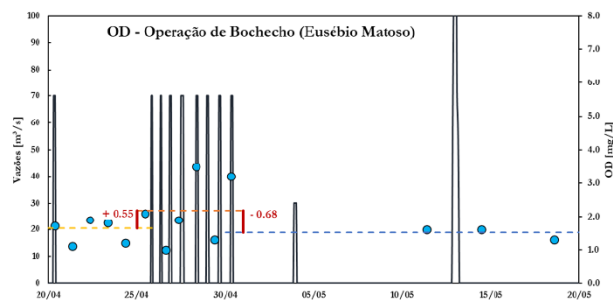
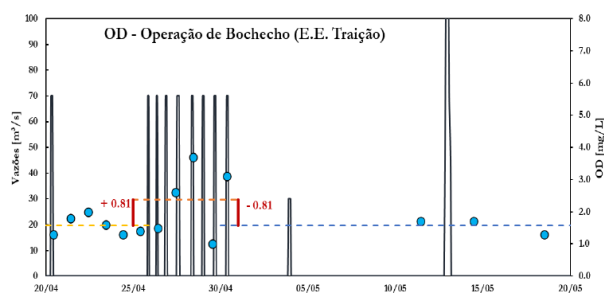


Figura 4.- Dados de monitoramento Operação Bochecho: antes, durante e depois. Parâmetro oxigênio dissolvido. Local: EE Traição (Estação São Paulo) e Ponte Eusébio Matoso

## Considerações finais

Em relação às questões operacionais das estruturas hidráulicas operadas pela EMAE a operação é possível de ser executada com certa frequência, no entanto alguns pontos devem ser levados em consideração:

- Não deve haver previsão e/ou ocorrência de precipitações significativas na bacia hidrográfica da RMSP a montante da confluência do canal Pinheiros com o rio Tietê. Assim, não se recomenda a operação em período chuvoso (novembro e março);
- A variação dos níveis d'água dos canais Pinheiros durante essa operação não poderá interferir nos serviços/trabalhos de manutenção do canal, desassoreamento, retirada de resíduos sólidos, reconstituições de talude, etc.;
- Os benefícios obtidos com essa operação, caso sejam positivos, deverão levar em consideração os custos e trabalhos demandados para a realização da mesma.
- Uma questão importantíssima é o possível desgaste das unidades bombeamento. Caso essa operação torne-se rotineira é primordial acompanhar o comportamento das unidades de bombeamento ao longo do tempo, pois as mesmas são fundamentais para o controle de cheias da RMSP, sendo que os seus desempenhos não poderão ser afetados.

Conclui-se que teste da Operação Bochecho foi bem-sucedido no objetivo de aumentar as concentrações de OD no rio durante os períodos de bombeamento. No entanto, quando fora do ciclo de bombeamento (antes, durante e após o período de testes), nota-se que o OD volta aos patamares anteriores. Assim, fica demonstrada a importância as reduções das cargas aportantes feita pelas obras estruturantes para se elevar a média do OD de forma mais contínua.

A DBO não sofre uma influência tão acentuada quanto o OD. Sendo apenas dispersada mais homogêaneamente no rio com a operação de bombeamento intermitente.

## Referências

- EMAЕ - Empresa Metropolitana de Águas e Energia S.A. Canal Pinheiros. <http://www.emae.sp.gov.br/canais.htm>. Acesso em 23/04/2020c.
- DELTARES. Delft3D-FLOW, *User Manual*. [S.l.: s.n.], 2018.
- SABESP. MODELAGEM DE QUALIDADE DAS ÁGUAS DO RIO PINHEIROS RELATÓRIO FINAL – NOTA TÉCNICA ADICIONAL 02 – R1 - Operação Bochecho. FCTH. São Paulo. 2021.

## **SIMULAÇÃO DE MODELO PREDITIVO DE CONTROLE (MPC) E ANÁLISE COMPARATIVA DE PERÍODOS DE CHUVA**

1<sup>er</sup>. Matheus Schroeder dos Santos, 1<sup>er</sup>. Marcus Nóbrega Gomes Júnior e 2<sup>do</sup>. Eduardo Mario Mendiondo

Universidade de São Paulo, Brasil. Universidade de São Paulo, Brasil. Universidade de São Paulo, Brasil.  
matheusschroeder@usp.br, marcusnobrega@usp.br, emm@usp.br

### **RESUMO:**

A otimização da operação de reservatórios, fundamentada em modelos hidrodinâmicos, favorece a gestão integrada de bacias hidrográficas (BH) e permite amenização de eventos extremos hidrológicos, sejam eles de máximo ou mínimo. Deste modo, o artigo proposto implementa um modelo preditivo de controle que considera as características físicas e hidrológicas da BH, e por meio do método *Interior-Point* otimiza a operação das válvulas de descarga, de maneira contínua. A aplicação do modelo e os resultados encontrados para a cidade de Piracicaba, Brasil, são discutidos e, também, comparados com estudo anterior realizado em San Antonio, EUA, ambos em períodos chuvosos, porém, apresentando uma diferença de 264.678mm precipitados entre as regiões. Dentre os resultados, ressalta-se os comportamentos semelhantes na amenização de picos de vazão, garantindo a não ocorrência de extravasamento do reservatório e canal de deságue. Além de, majoritariamente, apresentar condições de segurança a sociedade, reduzindo a probabilidade de arraste da população no interior do canal, devido a força do fluxo de água.

### **ABSTRACT:**

The optimization in the operation of reservoirs, underpinned in hydrodynamic models improve the integrate management of watersheds and attenuate hydrological extremes events of minimum and maximum. In this way, the project implements a predictive model of control that considering physics and hydrological characteristics and with the method Interior-Point is possible continuous optimize of the operation of control valves. The method and the results for the application at Piracicaba, Brazil, are discussed and compared with the study at San Antonio, EUA, both in the rain season but with 264.678mm of difference between the cities. Beside that the results represent the same compartment in the attenuation of peak flow, guaranteed the not occurrence of extravasate in the reservoir and channel. Furthermore, we identify in the mostly of time safety conditions due the attenuate of the probabilities of drag human.

**PALAVRAS CHAVES:** Otimização, Predição hidrológica, Operação de reservatório.

## INTRODUÇÃO

Ao passar dos anos, com a expansão urbana e o aumento de atividades antrópicas na dinâmica hidrológica e hidráulica das bacias hidrográficas (BH), são necessárias ações mitigadoras a fim de diminuir impactos negativos de eventos contínuos ou extremos de máximos hidrológicos à sociedade, para isso recomenda-se a busca por maior suporte técnico e científico, a fim de favorecer a assertividade de equipes multidisciplinares na gestão de BH (Santos, 2021).

No que tange a gestão hídrica, especialmente no Brasil, tem-se uma disponibilidade hídrica elevada, porém, não distribuída uniformemente de forma temporal e espacial, o que resulta em uma maior complexibilidade aos gestores e fomenta a implementação de obras que favoreçam o controle de volumes de águas, destinadas a fins distintos. Como por exemplo, os reservatórios de armazenamento de água, que, segundo Tucci et al (2001), são utilizados, principalmente, para geração de energia hidrelétrica, abastecimento urbano, detenção ou retenção de águas pluviais.

Neste sentido, Schmitt *et. al* (2020) ressalta a necessidade de aperfeiçoamento em seu controle e operação, com a incrementação de operações de controle em tempo real (RTC), sejam elas reativas ou preditivas. As medidas reativas, até mesmo de forma remota, ocorrem em virtude de limites de operação, pré dimensionados ao sistema hídrico, e informações hidrológicas qualitativas e/ou quantitativas, coletadas por sensores em tempo real (ex. Abertura de comportas, em um reservatório, após a elevação do nível de água, ultrapassando limites pré dimensionados de operação) (Gaborit *et. al*, 2012).

Por outro lado, e de forma a incrementar a aplicação de RTC, Gomes Jr *et. al* (2021) apresenta um modelo preditivo de controle (MPC), para reservatórios, capaz de caracterizar a dinâmica hidrológica da BH com base em informações de terreno, de reservatórios, canais e usando séries históricas de precipitação como dado de entrada principal. Desse modo, favorecendo a mitigação de riscos via simulação contínua, sem a necessidade de limites pré dimensionados para tomada de ações reativas.

Em sistemas compostos por BH ligadas a reservatórios ligados a canais, Gomes Jr *et. al* (2021) desenvolveu um algoritmo de otimização capaz de identificar trajetórias otimizadas de operação de reservatórios de detenção para controle de cheias. O algoritmo implementado fundamenta-se na penalização de estados como o nível d'água em canais e no reservatório, considerando restrições básicas como abertura mínima e máxima das válvulas e aplicando possíveis penalidades quando extrapolados os limites de estado pré-definidos como a altura máxima no canal e no reservatório.

Desta forma, este artigo propõe a aplicação do modelo desenvolvido por Gomes Jr et. al (2021) para simulação hidrológica e de operação de válvulas em reservatórios de detenção com base em dados de precipitação para a cidade de Piracicaba (Brasil). Além disso, analisar e comparar possíveis ocorrências de cota e nível no curso d'água, comparando simulações em Piracicaba (Brasil) e o estudo experimental, em San Antonio (EUA), proposto por Gomes Jr. et. al (2022).

## METODOLOGIA

A fim de estabelecer a dinâmica hidrológica da BH, Gomes Jr. (2022) descreve a Equação 1, relacionando funções em determinado espaço-tempo ( $k$ ) de matrizes de restrição segundo o fluxo da água ( $\mathbf{E}$ ), estado ou matriz do sistema ( $\mathbf{A}$ ), vetor de estado ( $\mathbf{x}$ ), matriz de entrada ( $\mathbf{B}$ ) e vetor de alterações ( $\boldsymbol{\psi}$ ), onde  $x_*^r, u_*^r$  representam pontos operacionais onde as derivadas são linearizadas.

$$\mathbf{E}x(k+1) = \mathbf{A}(k)\mathbf{x}(k) + \mathbf{B}(k)\mathbf{u}(k) + \boldsymbol{\psi}(k, \mathbf{x}(k), x_*^r, u_*^r) \quad [1]$$

Gomes Jr (2022) ainda relata a necessidade da linearização de funções – vazão de escoamento superficial em BH e capacidade de infiltração, devido a complexibilidade imposta a modelos de funções não lineares. Além disso, toda a dinâmica do reservatório é linearizada; desse modo, equações de conservação de massa e energia em canais são escritas em um sistema linear em função dos pontos de operação.



Esta etapa prévia de linearização do modelo permite a redução de custos operacionais e tempo de processamento, favorecendo a aplicação contínua e em tempo real e, também, a aplicação de técnicas de controle avançadas que se utilizam de sistemas lineares.

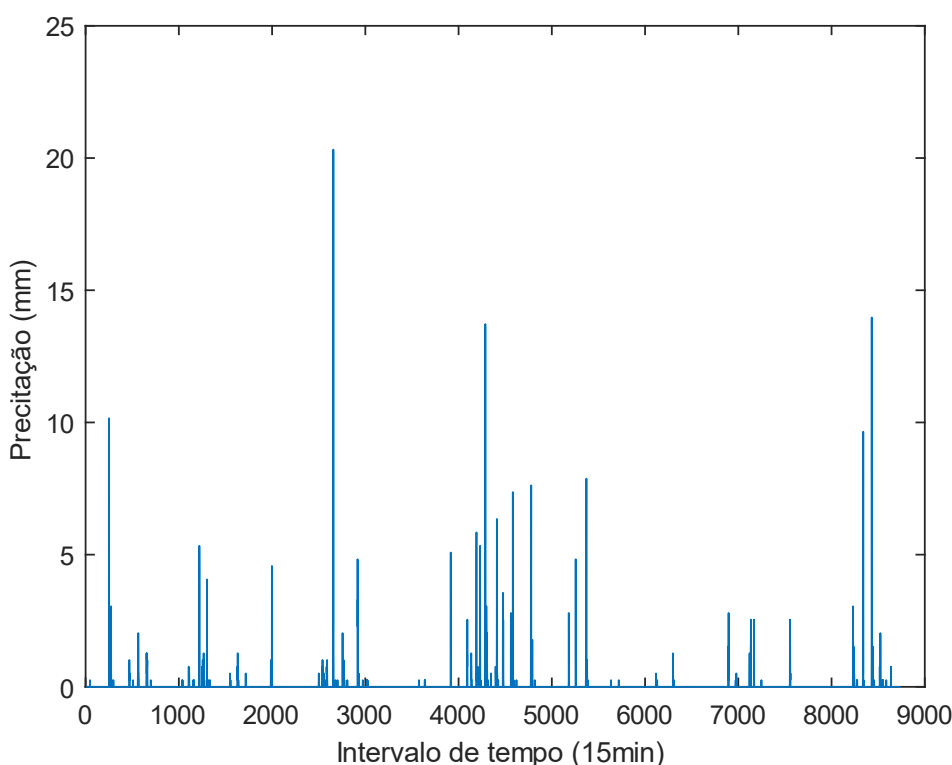
Com as definições hidrológicas realizadas, foi desenvolvida a metodologia para a otimização de operação nas válvulas de controle. Sendo que, em cada passo de predição do modelo, tem-se a resolução de um problema de otimização de objetivo único, que minimiza a função objetivo ( $J$ ) garantindo a satisfação das restrições. Essa função objetivo leva em consideração a dinâmica do reservatório e canais ( $f_i$ ) em função dos horizontes de predição ( $X$ ), de modo que  $X$  concatena todos os estados do modelo ao longo do horizonte de predição. Horizonte de predição, que representa o cenário futuro, em intervalo de tempo pré definido, onde tem-se a predição de comportamento hidrológico na BH, segundo o modelo implementado.

Além disso, pesos ( $\alpha$ ) para a otimização são considerados para cada subfunção objetivo, penalizando possíveis excedências no nível d'água máximo e, também, alterações bruscas na variação de operação das válvulas (Equação 2).

$$J(X) = \sum_{i=1}^{n_f} \alpha_i \times f_i(X) \quad [2]$$

onde  $n_f$  é o número de passos em um horizonte de predição.

Em ambos os casos de estudo, San Antonio, Texas (EUA) e Piracicaba, São Paulo (Brasil), a dinâmica hidrológica foi caracterizada em função de séries históricas de precipitação, com dados disponíveis em intervalos de 15-minutos, para períodos chuvosos, respectivamente entre as datas de 22/04/2021 e 22/07/2021 e em 01/12/2020 e 01/03/2021 (Figura 1). Respectivamente, foram considerados 666,000mm e 401,322mm de volume total precipitado, em diferentes intensidades, porém, com máximas de 44,400/60min e 20,320mm/15min. Informações referentes a BH padrão utilizada – V-Tilted (Maxwell et. al, 2014) (Panday and Huyakorn, 2004) (Fry and Maxwell, 2018), além de informações construtivas do reservatório e canal são apresentadas na Tabela 1, adaptada de Gomes *et. al* (2022).



**Figura 18.** Hietograma de Piracicaba entre 01/12/2020 e 01/03/2021, Brasil.

**Tabela 1.** Parâmetros de entrada ao modelo.

**Fonte.** Adaptado de Gomes Jr *et. al* (2022).

	Parâmetro	Unidade	Valor
Hidráulicas	Altura máxima do reservatório	m	5,500
	Coefficiente de descarga	Adimensional	0,610
	Diâmetro do orifício de descarga	m	0,600 (2 orifícios)
	Comprimento do vertedouro	m	1,000
	Largura do vertedouro	m	1,200
	Altura máxima tolerável do canal	m	1,800
Hidrologicas	Área de drenagem da BH	km <sup>2</sup>	1,620
	Largura da BH	km	1,620
	Comprimento da BH	km	1,000
	Exutório	número	1,000
	Declividade de fundo do exutório	m/m	0,025
	ETP	mm/dia	4,000

Além da dinâmica hidrológica estabelecida, com base em restrições hidráulicas do sistema, é de suma importância a verificação de aspectos sociais no meio onde está inserido o reservatório. Mais especificamente, em ambientes urbanos com o trânsito frequente de pessoas, torna-se indispensável aferir segurança a população, reduzindo, por exemplo, a probabilidade de uma pessoa ser arrastada no interior do canal de deságue, durante a abertura das válvulas de controle. Neste fim, seguiu-se a Equação 3, adaptada por Rotava *et. al* (2013), e quantificou-se o índice de instabilidade humana. Isto é, a capacidade do ser humano, em características corporais médias (IBGE, 2008), em resistir ao arraste provocado pelo fluxo de energia oriundo da água no canal de deságue, posterior ao reservatório (Tabela 2).

$$F_{\text{fricção}} = F_{\text{fluido}} \quad [3]$$

$$F_{\text{fricção}} = \mu \times ((m \times g) - (\rho \times Vc \times g)) \quad [4]$$

$$Vc = \frac{h \times m}{L \times \rho_p} \quad [5]$$

$$F_{\text{fluido}} = 0.5 \times \rho \times C_d \times B_h \times v^2 \quad [6]$$

**Tabela 2.** Parâmetros de entrada no índice.  
**Fonte.** Adaptado de Rotava *et al.* (2013) e IBGE (2008).

	Parâmetros	Sigla	Unidade	Valor
Pessoa	Massa média	$m$	Kg	66,600
	Altura média	$L$	m	1,670
	Largura média do corpo	$B$	m	0,300
	Densidade	$\rho_p$	Kg/m <sup>3</sup>	1000,000
Hidrodinâmica	Gravidade	$g$	m/s <sup>2</sup>	9,810
	Densidade fluido	$\rho_{fluido}$	Kg/m <sup>3</sup>	1000,000
	Constante de arrasto	$C_d$	Adimensional	1,100
	Coefficiente de atrito	$\mu$	Adimensional	0,500
	Velocidade do fluido	$v$	m/s	Variável (t)
	Nível d'água	$h$	m	Variável (t)

Após a quantificação dos resultados, os mesmos foram classificados e agrupados em 3 classes distintas, a fim de direcionar e favorecer a tomada de decisão por parte de gestores hídricos. Em um primeiro setor, a faixa em verde, representa maior segurança à população, não sendo necessária a emissão de alerta. A faixa amarela, representa uma margem de erro, em função da variabilidade nas características físicas populacionais, igual a 12,5% do comportamento hidrológico caracterizado no período de análise, neste caso, recomenda-se a comunicação do alerta a população por meio de sistemas integrados, além do acompanhamento contínuo a fim identificar ações que possam vir a atenuar o índice e evitar o alcance a faixa em vermelho. Por fim, em vermelho, tem-se a representação do estado crítico, onde temos o arraste de uma pessoa, devido a força de fluxo da água superar a força de fricção humana (Figura 2).

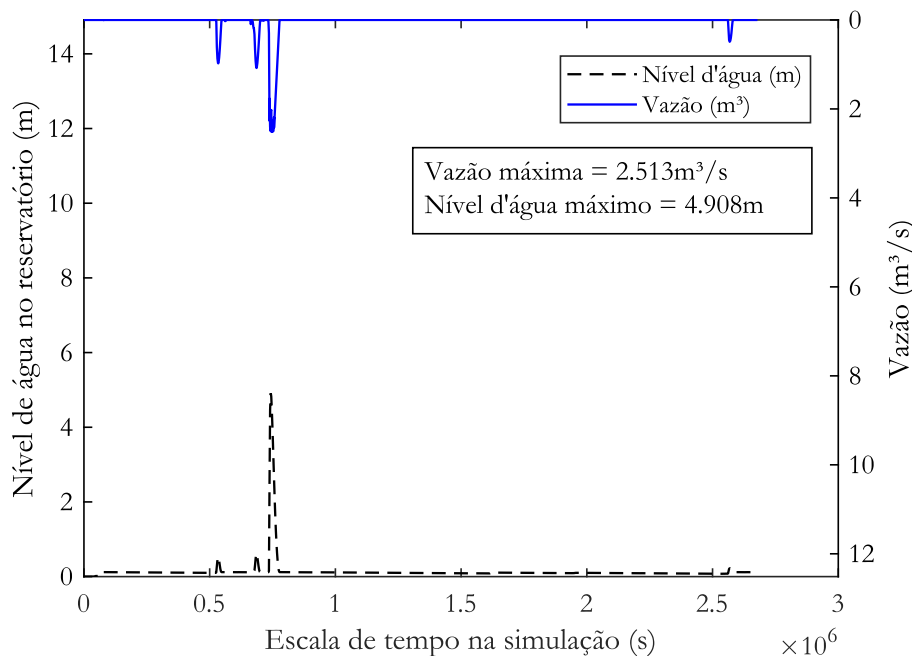


**Figura 19.** Classificação do índice de instabilidade à população

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

A partir da aplicação do MPC em uma mesma BH padrão, verificou-se para a série histórica de precipitações um comportamento similar ao representado por Gomes Jr *et al.* (2021). Que, ao representar San Antonio (EUA), caracterizou baixa e/ou nula a probabilidade de excedência no nível de água no reservatório e, também, nos canais. Em Piracicaba (Brasil), foram quantificados valores de nível de água, no reservatório, abaixo do limite máximo pré dimensionado e sem a ocorrência de

excedências, com uma média de 0,130m e mediana de 0,100m ao longo da simulação (Figura 3). Apresentando no pico de armazenamento 4,906m de coluna d'água no reservatório, 0,600m abaixo do valor máximo admitido – de 5,5m, condizendo com o pico de vazão caracterizado na saída do reservatório, de 2,513m<sup>3</sup>/s.

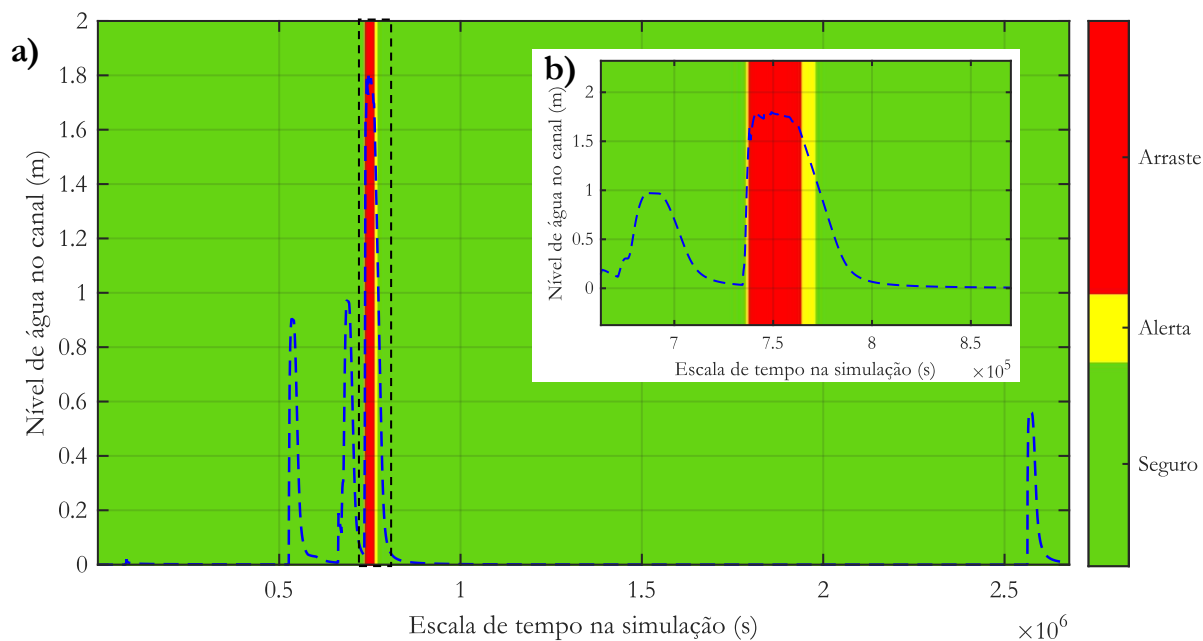


**Figura 20.** Nível de água e vazão no reservatório para Piracicaba, Brasil.

O mesmo comportamento se repete na dinâmica estabelecida ao canal de água posterior ao reservatório, onde não é ultrapassado o limite de armazenamento de 1.8m de nível d'água. Porém, ao realizar esta análise, é importante considerar a dinâmica social na BH em questão, visto que, mesmo sem a excedência dos limites estruturais estabelecidos, podem oferecer riscos a sociedade.

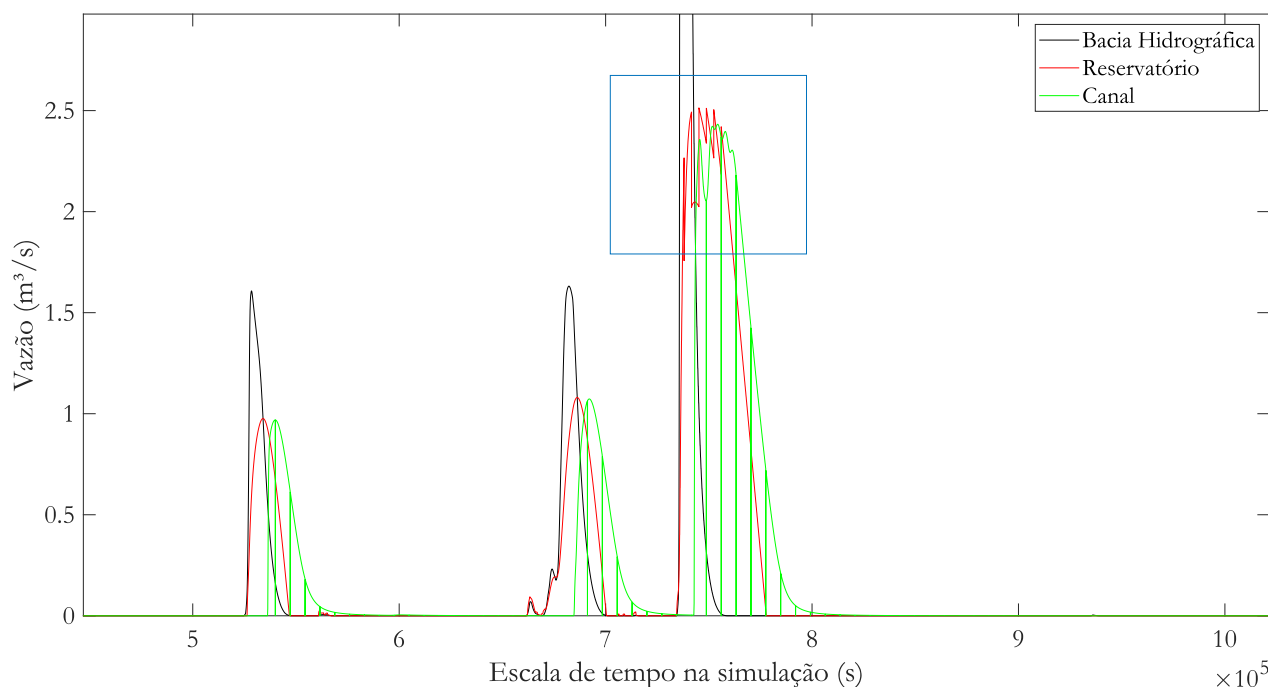
Nesta BH padrão, não foram consideradas características sociais e de uso e ocupação do solo reais para a modelagem do sistema, porém, sabe-se da importância dos reservatórios para a sociedade brasileira, visto as aplicações supracitadas, e a sua inserção em meio a aglomerados populacionais. Desta forma, por meio da metodologia apresentada por Rotava *et. al* (2013), de quantificação do índice de arraste de uma pessoa no interior do canal, foi verificado que majoritariamente, seriam identificadas dinâmicas hidrológicas que favorecem ao bem estar e a segurança da população.

Mais especificamente, teríamos a força do fluxo de água superando a força de fricção humana apenas no pico de vazão caracterizado em ambos os componentes do sistema - reservatório e canal (Figura 4a). Mas que, com a faixa de alerta, seria possível por meio de sistemas integrados, comunicar a população a respeito do aumento da probabilidade de incidentes nos canais e, assim, evitar possíveis acidentes (Figura 4b).



**Figura 21.** Nível de água no canal para Piracicaba, Brasil.

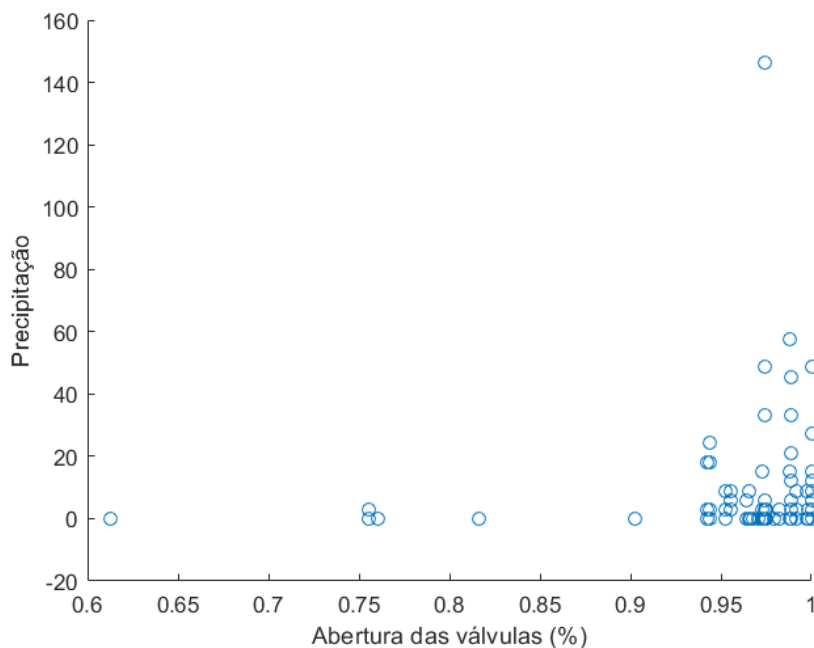
Quanto à representação da dinâmica hidrológica – na BH, reservatório e canais (Figura 5), foi atestado que é possível alcançar a amenização de picos de vazão, em intervalos de chuva com maior intensidade, a partir do modelo proposto. Além disso, pode ser averiguado, conforme destacado em azul, o funcionamento das válvulas na redução do comportamento de ascensão nos picos de vazão.



**Figura 22.** Vazões no sistema para Piracicaba, Brasil.

Ainda analisando o funcionamento das válvulas, ressalta-se, por meio da Figura 6, a relação estabelecida entre a sua porcentagem de abertura e os dados de precipitação em Piracicaba (Brasil). Onde demonstrou-se o controle contínuo por meio da análise de séries históricas, passo por passo, sendo tomadas ações preditivas, até mesmo em intervalos de tempo sem a ocorrência de precipitações com maior intensidade.

Logo, cumpriu-se com o objetivo proposto de estabelecer as trajetórias ótimas de operação. Diferentemente do que poderíamos verificar na aplicação de metodologias reativas para tomada de decisão, que, assim como representado por Garborit *et. al* (2012) dependeria de relações diretas entre a precipitação e o nível do reservatório para abertura e fechamento de válvulas.



**Figura 23.** Relação entre precipitação e abertura de válvulas para Piracicaba, Brasil.

## CONCLUSÃO

Visto a variabilidade hídrica nacional, de sistemas e aspectos qualitativos e quantitativos, a otimização de operação em reservatórios, via MPC's, pode incrementar assertividade aos gestores hídricos, mitigando eventos extremos de máximos e mínimos hidrológicos, antes mesmo de sua ocorrência. Assim como demonstrado neste estudo, onde foi possível evitar a ocorrência de excedências no reservatório, e também, no canal de deságue.

Em um contexto socio-hidrológico, ainda se verificou que, no canal de deságue, seria majoritariamente respeitado o índice de instabilidade humana, aferindo maior segurança ao trânsito da população.

Cabe salientar, que, para a obtenção de um escalonamento em BH e reservatórios de grande porte, e visando aferir maior confiabilidade ao modelo proposto, necessita-se de maior investimento em aplicações de estudos experimentais contínuos. Acoplando tais ferramentas a sistema de monitoramento e alertas em tempo real.

## AGRADECIMENTOS

À Escola de Engenharia em São Carlos (EESC – USP), à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES/PROEX) e ao Water-Adaptative Design and Inovation Lab (WadiLab).

## REFERENCIAS

- Fry, T. J., Maxwell, R. M. Using a distributed hydrologic model to improve the green infrastructure parameterization used in a lumped model, **Water** (Switzerland), vol. 10, no. 12, 2018.
- Gaborit, E., Muschalla, D., Vallet, B., Vanrolleghem, P.A., Anctil, F.. Improving the performance of stormwater detention basins by realtime control using rainfall forecasts, **Urban Water J.** 10, 1–17. <https://doi.org/10.1080/1573062X>, 2012.
- Gomes, M. N. Jr., Giacomoni, M. H., Taha, A. F. Mendiondo, E. M. Flood Risk Mitigation and Valve Control in Stormwater Systems: State Space Modeling, Control Algorithms, and Case Studies, **arXiv preprint: 2205.01017**, 2022.
- Gomes, M. N. Jr.** “<https://github.com/marcusnobregaeng/Stormwater-TRC-Model>”. 822 Github repository, 2021.
- Maxwell, R. M., Putti, M., Meyerhoff, S., Delfs, J.-O., Ferguson, I. M., Ivanov, V., Kim, J., Kolditz, O., Kollet, S. J., Kumar, M., Lopez, S., Niu, J., Paniconi, C., Park, Y.-J., Phanikumar, M. S., Shen, C., Sudicky, E., Sulis, M. Surface-subsurface model intercomparison: A first set of benchmark results to diagnose integrated hydrology and feedbacks, **Water Resources Research**, vol. 50, pp. 1531–1549, 2014.
- Panday, S., Huyakorn, P. S. A fully coupled physically-based spatially-distributed model for evaluating surface/subsurface flow, **Advances in Water Resources**, vol. 27, no. 4, pp. 361–382, 2004.
- Rotava, J; Mendiondo, E. M.; Souza, V. C. B.** Simulação de instabilidade humana em inundações: primeiras considerações. XX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, p. 1-8, 2013.
- Santos, M. S.** “Gestão participativa em bacia hidrográfica urbana com carência de dados - Dificuldades e alternativas com modelagem, sensoriamento remoto e observação de baixo custo para melhoria da drenagem urbana”. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Federal de Pelotas, Pelotas, 2021.
- Schmitt, Z. K., Hodges, C. C., and Dymond, R. L. Simulation and assessment of long-term stormwater basin performance under realtime control retrofits, **Urban Water Journal**, 17(5), 467–480, 2020.
- Tucci, C. E. M.; Hespagnol, I.; Cordeiro Netto, O. M. **Gestão da água no Brasil**, 2001.

## CREATION OF A DATABASE ON DAMS ACCIDENTS USING A PLATFORM OF BUSINESS INTELLIGENCE

Jaqueline Garbellini Sensato, Vitor Eduardo Molina Junior, Laura Maria Canno Ferreira Fais

School of Technology – University of Campinas, Brasil  
jaqueline.sensato@gmail.com, molina@ft.unicamp.br, laura@ft.unicamp.br

### RESUMO:

Historicamente, as barragens viabilizaram o desenvolvimento da humanidade, sendo construídas para os mais diversos fins, dentre eles: abastecimento de água, dessedentação de animais, irrigação, geração de energia elétrica, recreação, regularização de vazão, navegação e contenção de rejeitos da indústria. Porém a construção de uma barragem está associada a diversos riscos ocasionados por seu eventual rompimento. Acidentes com barragens acontecem ao redor do mundo, provocando grandes impactos econômicos e socioambientais, além da perda de vidas humanas. Entretanto, segundo Pereira (2018), não há documentações e/ou relatórios técnicos sobre os acidentes, o que muitas vezes impede a obtenção de dados para a realizações de estudos relacionados ao rompimentos de barragens. Dessa forma, este trabalho tem como objetivo realizar um levantamento de informações sobre acidentes de barragens de acumulação de água para a construção de um banco de dados sistematizado em *PowerBI* e disponibilizado na plataforma online *Google Sites* para posterior consulta e utilização em estudos estatísticos e/ou modelagens sobre rompimentos. Foram compilados, analisados e registrados 270 casos de rompimentos de barragens de água no Brasil e no mundo. Observou-se a dificuldade para obtenção de todos os dados elencados, sendo necessária a consulta em diferentes bases de dados indexadas de artigos e bases técnicas para obtenção de relatórios técnicos. Em alguns casos, não há informações, o que dificulta, principalmente, a utilização de modelos matemáticos. Um ponto importante é a possibilidade de disponibilizar publicamente laudos técnicos, para que profissionais da área técnica e acadêmica possam evoluir nas pesquisas, contribuindo com segurança de barragens e de suas populações vizinhas.

**PALAVRAS-CHAVE:** segurança de barragens, banco de dados, acidentes com barragens

### ABSTRACT:

Historically, dams have made the development of humanity possible, being built for diverse purposes, including water supply, animal watering, irrigation, electricity generation, among others. But the construction of a dam is associated with several risks caused by its eventual rupture. Accidents with dams happen around the world, causing economic and socio-environmental impacts, in addition to the loss of human lives. However, according to Pereira (2018), there is no documentation and/or technical reports on accidents, which often prevents data from being obtained for carrying out studies related to dam failures. Thus, this work aimed to carry out a survey of information about accidents in water dams for the elaboration of a systematized database in *PowerBI* and made available on the online platform *Google Sites*® for further consultation and use in statistical and/or dam break studies. 270 cases of water dam failures in Brazil and worldwide were compiled, analyzed, and recorded. Difficulty was observed in obtaining all the data listed, requiring consultation in different indexed databases of papers and technical reports. In some cases, there was no information, which makes it difficult, mainly, to use mathematical models. An important point is the possibility of making technical reports publicly available, so that professionals in the technical and academic areas can evolve in research, contributing to the safety of dams and their neighboring populations.

**KEY WORDS:** dams safety, database, dams failure



## INTRODUCTION

Historically, dams have made the development of humanity possible, and they can be built for the most diverse purposes, including water supply, animal watering, irrigation, power generation, recreation, flow regulation, navigation, and containment of tailings (ANA, 2020). However, the formation of a reservoir is associated with several risks caused by its eventual rupture.

According to the last update (in April 2020) on the website of the International Commission on Large Dams (ICOLD), there are 58,713 dams registered in the world. Brazil is among the countries with the highest number of dams, with approximately 23,000, according to the Dam Safety prepared by the Brazilian Water and Sanitation Agency (ANA for its acronym in Portuguese (ANA, 2021).

Despite the major accidents that have occurred in Brazil since the mid-60s, it was only in 2010, with the publication of Law n. 12,334, named Brazilian Policy on Dam Safety (PNSB for its acronym in Portuguese), that institutionalized dam safety and its tools.

There are still many accidents with dams, whether large or small, all over the world. However, according to Pereira (2018), there is little documentation and/or technical reports on accidents, which often prevents obtaining information for carrying out investigations and studies.

Another point to be considered, when talking about the importance of a database on accidents, is related to the elaboration of the dam break, since this is elaborated from mathematical and/or empirical models, which need data to be developed and calibrated.

Software such as Flow 2D and Ansys CFX are used for dam break studies, however, these have limitations because they are intended for water dams, a known fluid, and there is a need to adjust their functions to operate with tailings.

Another software that can be used is HEC RAS, widely used because it is free. However, the results are also quite sensitive to some parameters adopted, such as Manning's coefficient ( $n$ ). Furthermore, Machado et. al (2017) states that there is great difficulty in working with hyper-concentrated fluids in the HEC RAS, since non-Newtonian fluids do not have constant viscosity due to the gain or loss of material in their composition. Thus, the importance of a database for model calibration is emphasized, even in software with its already established use.

Conceição and Fontes (2017) carried out a study of hypothetical failure of a dam in the state of Bahia and they state that there are many dams without information that allow the use of available methodologies for dam break. According to the authors, project data such as recurrence time, type of foundation and even dam height and length are lacking. In relation to peak flow, the same input data leads to different results for different equations and methods.

Larrali and Lall (2018) updated the data used by Rico et al. (2008) proposed a statistical approach, based on copula models, to estimate the volume released and the maximum distance reached by the flood wave of a tailings dam failure. The purpose of the statistical model was to reduce the uncertainty in estimating these parameters for risk analysis associated with a potential failure. The authors got a good estimate, but there are data from only 30 accidents.

For both mathematical and statistical models, a database is required for validation. Thus, it is important to collect and disseminate data on dam ruptures, so that there is a basis for research and statistical analysis to enable the elaboration of mathematical models and subsequent improvement of safety measures.

Thus, the objective of this work is to survey data about accidents in water accumulation dams for the construction of a systematized database. The database was developed in Power BI platform, and it was made available on the Google Sites online platform for further consultation and use in statistical studies and/or dam break modeling.

## MATERIALS AND METHODS

For this work, it was carried out a review of indexed journal, technical reports, and dam break data made available by the Association of State Dam Safety Officials (ASDSO) on the website <https://damsafety.org/incidents>. A search was also carried out in the Brazilian Information System on Dam Safety (SNISB from its acronym in Portuguese), institutionalized by Law nº 12.334/2010, where there is a register of dams in Brazil. Accident data were compiled, analyzed, and recorded.

For the database, the attributes were considered: name, location (city, country, watercourse, coordinates), type of dam, year of construction and first filling, height, volume of the reservoir, volume released in the rupture, height and peak flow of the flood wave, characteristics of the valley downstream, date of rupture (or accident), dam owner, purpose of the reservoir and if the dam were in cascade.

For data analysis and chart generation, the Power Bi platform (widely used in Business Intelligence) was used. It provides interactive and easy-to-use visualizations for creating reports and dashboards (Microsoft, S/d). The choice of the tool was motivated by the Information Panel of the Brazilian Information System on Dam Safety (SNISB from its acronym in Portuguese), which is based on the same tool. As one of the research objectives was to make the information obtained in the bibliographic review available to the public, the Google Sites online platform was used to create a website to share the research intent, data, and Power Bi reports.

## RESULTS AND DISCUSSIONS

The data collection resulted in 270 cases of water dam failures in Brazil and worldwide. The spreadsheet can be accessed through Google Sites by clicking on the [link](#). The data were entered into the Power BI platform to generate interactive graphics and published on the Google Site available at the same link.

On the Power BI platform, the user is directed to the initial menu screen and from clicking on one of the buttons on the left, the user will be directed to the graphics of the same subject, according to Figure 1. The research was developed in a Scientific Initiation Scholarship with continuity in a Final Paper in environmental engineering, so all tabs and dashboards are written in Portuguese.

By clicking on the “General list and location of dam failure cases” button, it is possible to access the map with the location of the dams, prepared from the geographic coordinates of each of the dams in the database, with the “Map View” offered by Power Bi. On the left side of the map, it is possible to see the list of dams with name, country, type, and year of construction. It was generated from the View of type “Table”. Below the Table, you can find a “Card” that shows a count of the total number of dams registered in the database, as shown in Figure 2.

In addition to visualizing the location of dams on the map, it is possible to use a filter to obtain information about dams in the form of a Table and Card.



**Figure 1** – Initial System Layout.



Figure 2 - General list and location of dam failure cases.

If the user wants to click on the name or location of the dam, the table, card, and map will be filtered according to the attribute, as shown in Figure 3. When the filter is applied, it can be seen that the line that the user clicked becomes more apparent and a zoom will be applied to the map simultaneously. In virtually all skins, there are two buttons. The button with a left arrow returns the user to the main menu, while the button with a filter and a red “X”, removes all filters applied to the visual.

Some dashboards were created for data visualization and analysis. In the “Construction Aspects of Dams” viewer, data related to the type of dam, height, reservoir capacity and purpose are presented. This data can be searched through cards and graphs, as illustrated in Figure 4.

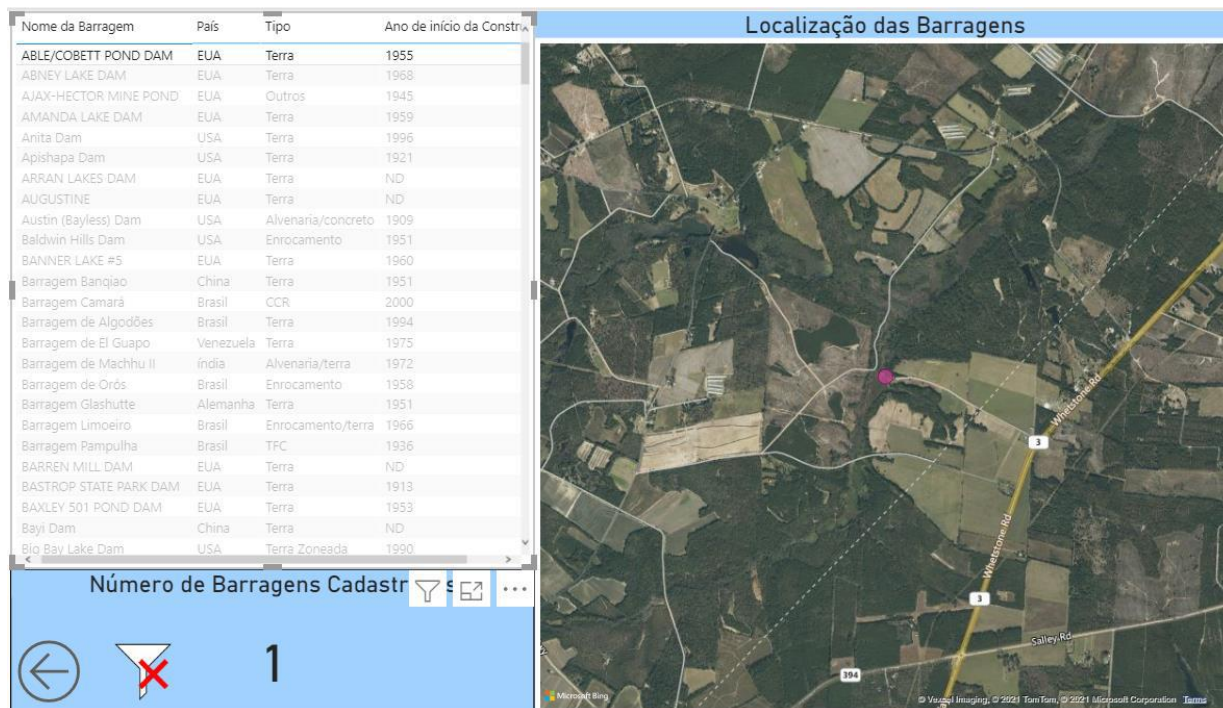
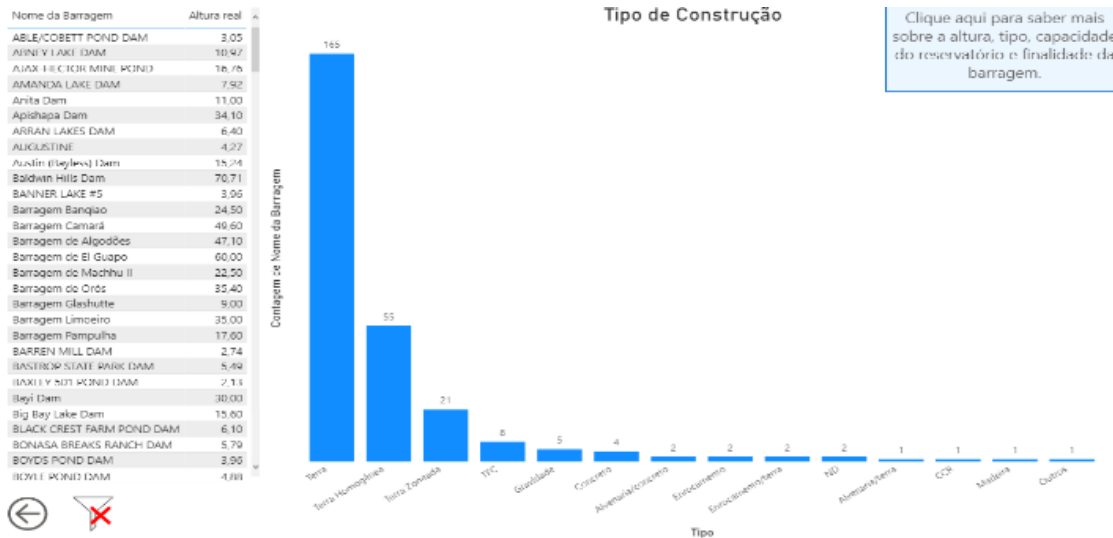


Figure 3 - General list and location of dam failure cases.



**Figure 4 - Constructive aspects of dams.**

To create the dashboard shown in Figure 4, a “Table” view was elaborated, and columns named “Dam Name” and “Actual Height” were inserted in the fields. While the graph is the “Clustered Column Graph” view, the fields added were the database columns named “Type” on the X axis and count of the “Dam Name” column on the Y axis.

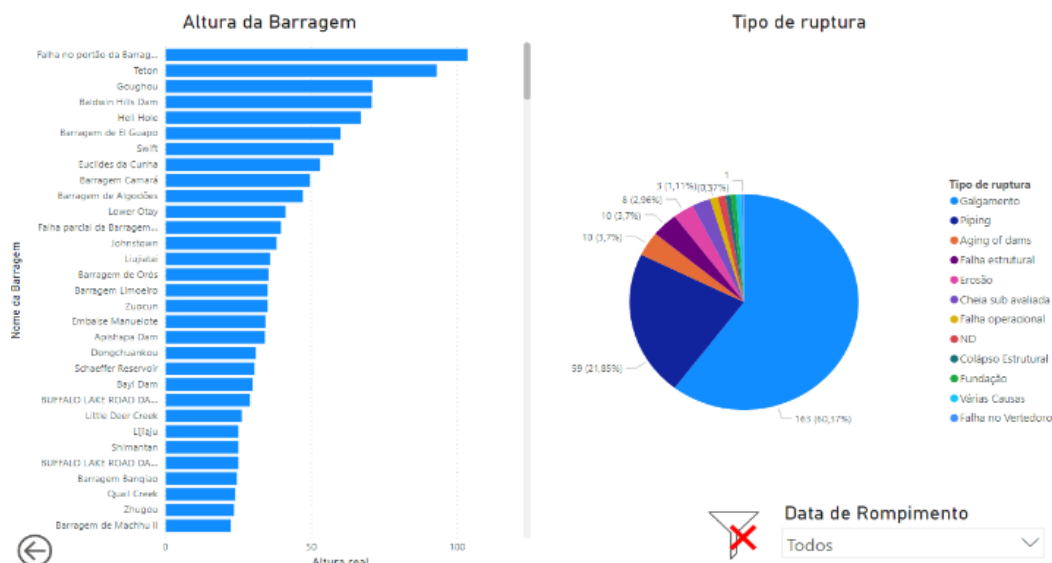
In addition to the Table and the Clustered Graph, the button “Click here to learn more about the height, type, capacity of the reservoir and purpose of the dam” was inserted on the right side. This button takes the user to another visual, as shown in Figure 5.



**Figure 5 – Dam choice screen for data access.**

In the dashboard showed in Figure 5, the names of the dams are presented by inserting the “Data Segmentation” view. In the tab below, four “Cards” are presented: height of the dam, capacity of the reservoir, purpose of the dam and type of construction, respectively. Finally, on the right side, a text box is presented with the explanation of the numbers presented in the “Card” for the purpose of the dam.

The “Aspects of dam failures” viewer presents clustered bar graphs and pie chart with type or cause of failure, as shown in Figure 6. All this information can be filtered from the failure date to be chosen in the data slicer, at the bottom right of the page.



**Figura 6 – Dam failures**

The implementation of the data in the Power BI platform proved to be an important tool for viewing attributes, as well as the elaboration of statistics of these data, allowing the analysis and obtaining of data for studies of dam break. The platform is easy to manipulate, especially in relation to the visualization of attributes.

## CONCLUSION

In general, the information used to elaborate the database available here is considered the most recent papers.

This study highlighted the difficulty in obtaining all the data listed, being necessary to consult several papers and technical reports available online. In some cases, the information is unavailable, making it difficult, especially the analysis of the effectiveness of the application of mathematical models.

The problem that researchers face when there is no certainty of the effectiveness of a mathematical model is that, in case of a rupture, the volume of water released and the reach of the flood wave can be underestimated, leading to the elaboration of erroneous flood maps, and, consequently, ineffective safety plans, putting the population neighboring the dam at risk.

The public availability of technical reports for engineers and researchers can make it possible to advance research on dam failures. It allows for protection and security for the dam itself and neighboring populations.

Similarly, this scenario materializes in the elaboration of the database for this research, since, of the 270 events listed, only 6 cases occurred in Brazil, information that is clearly not representative. It is worth mentioning that it was not possible to obtain any technical report or article on the latest dam failures reported in the 2019 and 2020 in Dam Safety Report (RSB from its acronym in Portuguese), even those that were communicated by the regulatory agency.

It should be noted that the PNSB only started to legislate the preparation of a technical report at the end of 2020 from Law no. 14.066/2020, which modified the Law N. 12334/10. According to the previous one, in Chapter VI Article 18-C, the technical report of the causes of the dam failure must be prepared by independent experts, paid for by the dam owner, in coordination with the

regulatory agency. (Brazil, 2020). In addition to defining the owner as responsible for the costs of preparing the report, it was also defined that the owner is responsible for repairing human, environmental, property and other damages. It is important that the law is clear with the definitions of attributions, so that any non-compliance is subject to penalties.

## ACKNOWLEDGEMENTS

To the Serviço de Apoio ao Estudante (SAE/Unicamp) for the Scientific Initiation scholarship.  
To my supervisor Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Laura Maria C. F. Fais.

## REFERENCES

- Agência Nacional de Águas – ANA** (2020). Relatório de Segurança de Barragens. \_\_\_\_\_ . Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens – SNISB.
- Association of State Dam Safety Officials (ASDSO)**(Sem Data), Case Studies.
- Brazil.** (2010). “Brazilian Federal Law n. 12,334, of September 20th, 2010”. It establishes the Brazilian Policy of Dam Safety for the accumulation of water for any use, the final or temporary disposal of tailings and the accumulation of industrial waste, and it creates the National Dam Safety Information System and changes the wording of art. 35 of Law 9433, of January 8th, 1997, and of art. 4 of Law 9984, of July 17th, 2000.
- Brazil.** (2020). “Federal Law n. 14,066, of October 30th, 2020”. It changes Brazilian Federal law n. 12,334, of September 20th, 2010, which establishes the National Dam Safety Policy (PNSB), Law n. 7,797, of July 10th, 1989, which creates the Brazilian Environment Fund (BEF), Law n. 9,433, of January 8th, 1997, which institutes the National Water Resources Policy, and Decree- Law n. 227, of February 28th, 1967 (Mining Code). Brasília.
- Conceição, M.P. da S. e Fontes, A.S.** “Análise das dificuldades para definição da vazão de pico resultado de estudos de ruptura de barragens de aterro”. In: *XXII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*, realizado de 26 de novembro a 01 de dezembro, Florianópolis, Brasil, 2017
- ICOLD** (2019). “General Synthesis”. International Commission on Large Dams.
- Larrauli, P.C. e Lall, U.** (2018) “Tailings Dams Failures: Updated Statistical Model for Discharge Volume and Runout”. *Environments* 5(2), 28. Disponível em: <https://www.mdpi.com/2076-3298/5/2/28>. Acesso em 4/04/2020.
- Machado, N.C.; Águido, A.C.; Baptista, M.B.; Saliba, A.P.** (2017) “Estudo de caso da ruptura da barragem do Fundão – Modelagem Hidráulica”. In: *II Seminário Gestão de Riscos Segurança de Barragens de Rejeito (SGBR)*, realizado de 15 a 16 de maio de 2017, Belo Horizonte, Brasil.
- Pereira, G.M.** (2018) “Acidentes e Rupturas de Barragens”.
- Rico, M.; Benito, G.; Diez-Herrero, A.** (2008) “Floods from tailings dam failures”. *J Hazard Mater* 154, 1–3, 79–87.

# ANÁLISE TEMPORAL DE ÍNDICES DE PERDAS DO SISTEMA DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA TRATADA DO MUNICÍPIO DE ITABIRA, MINAS GERAIS

Heverton Ferreira ROCHA 1º - Autor, Eduardo de Aguiar do COUTO 2º - Autor

Universidade Federal de Itajubá – Campus Itabira – Brasil.  
 rocha.heverton@gmail.com; eduardocouto@unifei.edu.br  
 + 55 (31) 3839-0855

## Introdução

Um dos desafios das prestadoras de serviços de abastecimento de água é a adoção de tecnologias e práticas para o uso racional dos recursos hídricos e controle de perdas em sistemas de abastecimento, afim de conservar a qualidade e quantidade de recursos dos mananciais (Frauendorfer e Liemberger, 2010). A redução de perdas pode postergar a exploração de novos mananciais, além de melhorar a eficiência dos sistemas de abastecimento (Santos e Montenegro, 2014). Diante disso, a avaliação dos índices apresentados no Sistema Nacional de Informações sobre o Saneamento (SNIS) de volume de água macromedido e micromedido, índice de perdas na distribuição e de perdas de faturamento pode auxiliar no diagnóstico da situação da prestação do serviço de abastecimento de água, quanto à sua abrangência e qualidade. O volume de água tratada macromedida é obtido a partir da medição do volume de água nos reservatórios do SAA, enquanto o volume de água tratada micromedida é obtido pela medição dos hidrômetros em cada ligação dos usuários.

## Objetivo

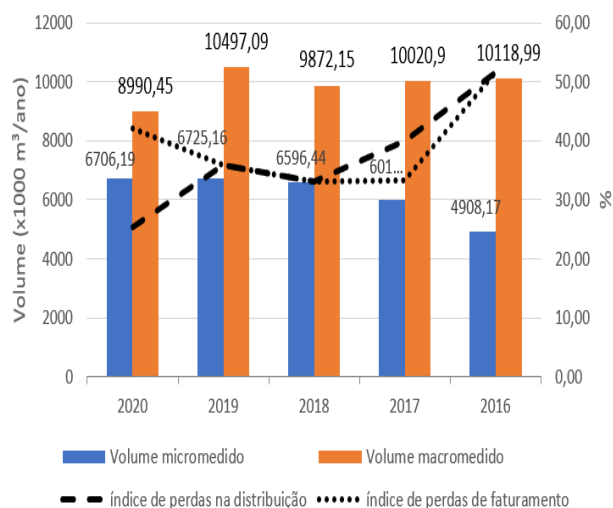
O objetivo do estudo foi realizar uma análise temporal nos indicadores de abastecimento de água relacionadas a produção e consumo de água, com vistas à proposição de medidas de mitigação de perdas, para melhor racionalização no uso de recursos hídricos no município de Itabira/MG.

## Abordagem Metodológica

No município de Itabira/MG, a concessão dos serviços públicos de distribuição de água e coleta e tratamento de esgoto são do Serviço Autônomo de Água e Esgoto Local (SAAE-Itabira). O município possui aproximadamente 422,58 km de extensão de rede pública para distribuição de água tratada. Os dados dos índices escolhidos foram obtidos pelo SNIS (2020) do período de 2016 a 2020. O índice de perdas de distribuição avalia em termos percentuais do volume de água produzido quanto é efetivamente consumido no sistema de abastecimento e o índice de perdas de faturamento avalia em termos percentuais o quanto da água produzida pelo sistema de abastecimento não foi faturada. Com base nesses índices foi realizada uma análise do cenário de perdas de água no município avaliado.

## Resultados

Com base nos índices verifica-se que houve diminuição do volume de água macromedido e um aumento do volume de água micromedido, e com isso ocorreu diminuição no índice de perdas nos anos de 2016 a 2020. Entre 2016 e 2020 houve diminuição de 11,15% do volume macromedido e um aumento de 26,82 % do volume micromedido. Ocorreu também diminuição de 49,34 % no índice de perdas na distribuição levando a diminuição 18,17 % no índice de perdas de faturamento. A análise temporal dos índices está representada na Figura 1.



**Figura 1:** Análise temporal dos volumes de macromedição e micromedição e dos índices de perdas no município estudado

## Considerações Finais

A análise temporal dos índices do SAA do município de Itabira/MG mostra diminuição do índice de perdas de água no sistema e conseqüente diminuição no índice de perdas de faturamento. Os resultados encontrados no estudo, apontam que a Concessionária local (SAAE) atuou para melhoria nos índices de perdas, pois além de ocorrer a diminuição da quantidade de água distribuída, houve também um incremento na quantidade de água consumida, e que foi devidamente faturada. Todas essas perdas trazem vários impactos negativos, seja à sociedade, ao meio ambiente, à receita das empresas e mesmo aos investimentos necessários aos avanços do saneamento, por isso se torna primordial a diminuição de seu patamar ao menor possível.

## Referências Bibliográficas

- FRAUENDORFER, R., LIEMBERGER, R., 2010. **The Issues and Challenges of Reducing Non-Revenue Water**. Disponível em: <<https://think-asia.org/handle/11540/1003>>. Acesso em 17 de agosto de 2017.
- SANTOS, D. D; MONTENEGRO, S. N. G.L. Avaliação da metodologia para controle de perdas de água em rede de distribuição no Recife-PE. **Revista DAE**, São Paulo, n.197, p. 56-70, set-dez. 2014.
- SNIS – Sistema Nacional de Informações de Saneamento. Disponível em: <<http://www.snis.gov.br/aplicacao-web-serie-historica>> Acesso em 14 abr. de 2022.

## IMPACTOS DA IMPLANTAÇÃO DO CINTURÃO DAS ÁGUAS NA REGIÃO METROPOLITANA DO CARIRI CEARENSE

Andrêza Leite de Araujo<sup>1</sup>, Hugo Morais de Alcantara<sup>1</sup> e Giselly Batista Landim Dantas<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Programa de Pós-Graduação em Gestão e Regulação de Recursos Hídricos (Profágua), Universidade Federal de Campina Grande (UFCG), Centro de Desenvolvimento Sustentável do Semiárido (CDSA), Rua Luiz Grande, s/nº, Frei Damião, Sumé-PB, CEP 58.540-000, Brasil  
alaraujocivil@gmail.com; hugo.morais@professor.ufcg.edu.br; gisellybatistalandim@gmail.com

### RESUMO:

O semiárido brasileiro é caracterizado por possuir uma diversidade cultural, vinculada à uma forte presença de comunidades tradicionais, clima seco, precipitação média anual em torno de 800mm, marcada por irregularidade espacial e temporal, temperaturas médias mensais elevadas e evaporação potencial anual de até 3000mm. Nesta região o crescimento populacional desordenado, o aumento da frequência de secas e da demanda de água de boa qualidade têm aumentado a insegurança hídrica. O objetivo deste trabalho foi analisar os impactos ambientais, sociais e econômicos associados à implantação do Cinturão das Águas do Ceará (CAC), na região metropolitana do Cariri. O estudo teve caráter exploratório-descritivo de forma a compreender e descrever a dinâmica existente entre as relações político-econômicas e socioambientais estabelecidas em torno da execução da obra, bem como os impactos positivos e negativos com a implantação do sistema de transferência de água, composta por condutos livre e fechado (sifão). A desapropriação de produtores rurais e a supressão vegetal de 537,7ha são impactos negativos na área de construção de sifões e canais, mesmo sabendo-se que é uma obra de utilidade pública, conforme o disposto na alínea b, inciso VIII, art. 3º da Lei Federal nº 12.651, 25 de maio de 2012. Após a conclusão da obra, a transposição da água do rio São Francisco para a região de Jati e Cariús, CE, irá favorecer o abastecimento de aproximadamente 4,5 milhões de pessoas, além de minimizar os efeitos da seca e favorecer a segurança hídrica da população residente no meio urbano.

### ABSTRACT:

The Brazilian semiarid zone is characterized by cultural diversity, linked to a strong presence of traditional communities, dry climate, annual rain around 800mm, marked by spatial and irregularities, high Monthly average temperatures and an annual potential evaporation of up to 3000mm. In this zone, the disorderly population growth, the increase in the frequency of droughts and the demand for fresh water have increased water insecurity. The objective of this work was to analyze the environmental, social and economic impacts associated with the implementation of the water belt of Ceará (CAC), in the metropolitan region of Cariri. The study had an exploratory-descriptive character in order to understand and describe the dynamics between the political-economic and socio-environmental relations established around the execution of the work, as well as the positive and negative impacts with the implementation of the water transfer system, composed by free and closed conduits (siphon). The expropriation of rural producers and the suppression of vegetation (537.7ha) are negative impacts in the area of constructions siphons and channels, even though it is known that it is of public utility, in accordance with the provisions of subparagraph b, item VIII, art. 3º of Federal Law nº 12,561, May 25, 2012. Upon completion of the construction, the transposition of water from the São Francisco river to the region of Jati and Cariús, CE, will favor the supply of approximately 4.5 million people, in addition to minimizing the effects of drought and promoting water security for the population residing in urban areas.

**PALAVRAS CHAVES:** Infraestrutura; Segurança hídrica; Transposição.



## INTRODUÇÃO

O semiárido brasileiro é caracterizado por possuir uma vasta variedade cultural, vinculada à uma forte presença de comunidades tradicionais, clima seco, precipitação média anual em torno de 800 mm, marcada por irregularidade espacial e temporal, temperaturas médias mensais elevadas e evaporação potencial anual de até 3000 mm (Marengo et al., 2011). Possui 1.262 municípios, área de 1.128.697 km<sup>2</sup> e população de 27.870.241 habitantes (INSA, 2017; SUDENE, 2019).

Nessa região predomina o bioma Caatinga, composto por vegetação caducifólia e espinhosa, descrito no Zoneamento Agroecológico do Nordeste (ZNE), com variedades de solos, composição geológica, espécies animais e vegetais específicas. Nesta região o crescimento populacional desordenado, o aumento da frequência de secas e o crescimento da demanda de água de boa qualidade têm aumentado a insegurança hídrica. A conformação do semiárido do Brasil foi marcada pela implantação de políticas públicas que traziam como ideia central o combate à seca, implementando tecnologias e estratégias inadequadas (Silva et al., 2014).

O Projeto de Integração do Rio São Francisco com as bacias do Nordeste Setentrional (PISF) propôs uma política de distribuição de água no Semiárido, para garantir a oferta hídrica a uma população de 12 milhões de habitantes nos estados do Ceará, Paraíba, Pernambuco e Rio Grande do Norte. O rio São Francisco concentra 63% das água disponível no Nordeste, tem a característica de ser perene, fornece água para 5 estados (MG, BA, PE, AL e SE), chegando a 507 municípios, percorre cerca de 2.700 km e atende uma população de cerca de 14 milhões de pessoas (Ferreira, 2021).

O empreendimento está organizado em dois eixos principais de transferência de água entre bacias, Norte e Leste e ramais associados. No Estado do Ceará, o Cinturão das Águas do Ceará (CAC) foi concebido para viabilizar uma maior capilaridade das vazões transpostas pelo PISF em território cearense e encontra-se com o seu primeiro trecho em fase de implantação. São 145,3 km de extensão que compreendem segmentos de canal, túneis e condutos fechados, chamados de sifões, que têm o papel de aduzir a água derivada da barragem Jati, situada no Eixo Norte do PISF, com cerca de 4,5 milhões de pessoas beneficiadas quando a obra estiver em pleno funcionamento.

Segundo Nascimento (2015), o elevado potencial de desenvolvimento econômico da região Metropolitana do Cariri, objeto de estudo dessa pesquisa, consagra-a como um dos grandes centros urbanos do estado, pois concentra maior parte do contingente populacional do Ceará, além de exibir os melhores indicadores socioeconômicos da região devido ao crescimento urbano e industrial. A hidrografia da região é caracterizada pela ausência de rios na chapada do Araripe e por rios presentes na planície que são alimentados por fontes. (TELES, DA SILVA E RIBEIRO, 2020)

Neste contexto, o objetivo deste trabalho foi analisar os impactos ambientais, sociais e econômicos associados à implantação do Cinturão das Águas do Ceará (CAC) na região metropolitana do Cariri.

## METODOLOGIA

Quanto aos aspectos metodológicos, trata-se de uma pesquisa aplicada, descritiva, qualitativa, com análise de estudo de caso dos impactos da implantação do CAC. O levantamento de dados foi realizado por meio de pesquisa bibliográfica e obtenção de informações junto aos órgãos gestores de recursos hídricos. A área de estudo é composta pelo lote 3 do Cinturão das Águas do Ceará, composto pelas cidades de Barbalha e Crato, localizado ao Sul do estado do Ceará, na região do Cariri, pertencente ao trecho entre Jati e Cariús (Figura 1).



O estudo tem caráter exploratório-descritivo de forma a compreender e descrever a dinâmica existente entre as relações político-econômicas e socioambientais estabelecidas em torno da execução da obra, bem como os impactos positivos e negativos com a implantação do sistema de transferência de água, composta por condutos livre (canal) e fechado (sifão). A instalação do conduto fechado (sifão) inicia-se com a escavação da vala, assentamento da tubulação, soldagem e reaterro (Figura 3).



**Figura 3.-** Assentamento da tubulação Fonte: Autora (2022)

A área de supressão vegetal compreende 537,7ha, sendo que 1,58ha está inserido em Área de Preservação Permanente (APP), nesse caso, sendo necessário abertura de processo administrativo. Essa supressão só foi permitida por se entender que se trata de uma obra de utilidade pública, conforme o disposto na alínea b, inciso VIII, art. 3º da Lei Federal nº 12.651, 25 de maio de 2012 (Brasil, 2012).

A execução do conduto para escoamento a superfície livre, que ocorrerá por meio de um canal trapezoidal, se inicia com a escavação da seção e regularização dos taludes internos, preparação do dreno de fundo com material geotêxtil, tubo corrugado perfurado e brita, para posteriormente ser aplicada a geomembrana que será protegida pelo concreto de fck de 15MPa, finalizando com o reaterro das recravas (Figura 4).



**Figura 4.-** Execução de canal trapezoidal Fonte: Autora (2022)

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

No cenário ambiental foi dada atenção ao documento de autorização de exploração e de supressão da vegetação (ASV) emitido pela Superintendência Estadual de Meio Ambiente – SEMACE/CE. Na Figura 5 pode-se visualizar as condicionantes gerais dessa autorização que têm o efeito de minimizar os impactos ambientais da localidade e que se não cumpridas podem paralisar a execução da obra.

Condicionantes	
Gerais	
1.1	Submeter a previa análise da SEMACE qualquer alteração que se faça necessária na área autorizada para uso alternativo do solo.
1.2	A SEMACE, mediante ação motivada, poderá modificar os condicionantes e as medidas de controle e adequação, suspender ou cancelar esta autorização caso ocorra: Violação ou inadequado de quaisquer condicionantes ou normas legais, omissão ou falsa descrição de informações relevantes que subsidiaram a expedição desta autorização e graves risco ambientais e de saúde.
1.3	Preservar as espécies protegidas por lei que consta na lista oficial das essências florestais ameaçadas de extinção, que por ventura ocorram na área, conforme Portaria MMA no 443, de 17 de dezembro de 2014.

**Figura 5.-** Condicionantes de supressão vegetal Fonte: Autorização de Supressão Vegetal - Acervo documental

No que diz respeito ao impacto social durante a execução da obra foi possível comprovar que ocorreram desapropriações dos moradores, produtores rurais, criadores de animais, empreendedores, etc, nos trechos por onde houve a necessidade de realização de construção dos sifões e canais. Os trechos liberados/pagos correspondem a 31,7 km (88,31%) e os pendentes de pagamento correspondem a 4,2 km (11,7%), o que implica dizer que cerca de 90% da área se encontra desimpedida para execução e que toda essa população atingida foi devidamente indenizada. Das informações obtidas por meio da empresa que executa a obra, a maioria comprou outras residências, terrenos e propriedades rurais.

Em relação ao impacto econômico no trecho de execução da obra, foram gerados 400 empregos diretos e 500 indiretos, com fomento do comércio local, estadual e nacional, pela

necessidade de vários tipos de insumos, peças e máquinas hidráulicas, maquinários de origens diversas etc.

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

De acordo com as informações obtidas, existe 10% da área de construção do Cinturão das Águas do Ceará que ainda não foram desapropriadas, o que pode comprometer a execução em alguns trechos.

Não consta na documentação disponibilizada pela Secretaria de Recursos Hídricos do Estado do Ceará a forma de compensação da supressão vegetal para a construção dos canais e sifões no trecho do Cinturão das Águas.

O benefício da transposição da água do rio São Francisco para a região de Jati e Cariús, CE, favorecerá o abastecimento de aproximadamente 4,5 milhões de pessoas, reduzirá os efeitos da seca e a vulnerabilidade da população em relação à insegurança hídrica.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001 e 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

- Brasil** (2012). Lei Nº 12.651, de 25 de MAIO de 2012. Dispõe sobre a proteção da vegetação nativa; altera as Leis nºs 6.938, de 31 de agosto de 1981, 9.393, de 19 de dezembro de 1996, e 11.428, de 22 de dezembro de 2006; revoga as Leis nºs 4.771, de 15 de setembro de 1965, e 7.754, de 14 de abril de 1989, e a Medida Provisória nº 2.166-67, de 24 de agosto de 2001 e dá outras providências. Brasília, DF. Disponível em: [http://www.planalto.gov.br/ccivil\\_03/\\_ato2011-2014/2012/lei/112651.htm#:~:text=Esta%20Lei%20estabelece%20normas%20gerais,n%C2%BA%20571%2C%20de%202012](http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2011-2014/2012/lei/112651.htm#:~:text=Esta%20Lei%20estabelece%20normas%20gerais,n%C2%BA%20571%2C%20de%202012)). Acesso em: 24 mai. 2022
- INSA** (2017). Disponível em: <https://www.gov.br/insa/pt-br>. Acesso em: 26 mai. 2022.
- Ferreira, J. G.** (2021). “A transposição das águas do rio São Francisco na resposta à seca do Nordeste brasileiro. Cronologia da transformação da ideia em obra”. Campos Neutrais - Revista Latino-Americana de Relações Internacionais, Vol. 1, No. 2, p. 53-72.
- Marengo, J. et al.** (2011). Variabilidade e Mudanças Climáticas no Semiárido Brasileiro. In: Recursos Hídricos, Regiões Áridas e Semiáridas, INSAMCT.
- NASCIMENTO, D.C.** (2015). Região Metropolitana do Cariri – CE: Um Cenário de Incertezas Quanto à Gestão, Planejamento e Finalidades. Anais do XI-ENANPEGE. ISSN2175-8875, P. 11198- 11209.
- SEMACE**, (2022). Superintendência Estadual do Meio Ambiente. Acesso à Informação. Disponível em: <https://www.semace.ce.gov.br/>
- Silva, B. M. et al.** (2014). Plant-available soil water capacity: estimation methods and implications. Revista Brasileira Ciência do Solo. Vol.38, p. 464-475.
- SRH: SECRETARIA DOS RECURSOS HÍDRICOS.** (2022) Cinturão das Águas do Ceará. Disponível em: <https://www.srh.ce.gov.br/mapas-cinturao-das-aguas-do-ceara/>. Acesso em: 26 mai. 2022.
- SUDENE** (2019). Disponível em: <https://www.gov.br/sudene/pt-br>. Acesso em: 26 mai. 2022.
- TELES, Rudá Peixoto; DA SILVA** (2020), Maria Lucineide Gomes; RIBEIRO, Antonio Junior Alves. Avaliação geoespacial da expansão do aglomerado urbano Crajubar utilizando inteligência geográfica. Revista Brasileira de Geografia Física, v. 13, n. 01, p. 423- 433, 2020.
- Zanella, L. C. H.** (2013). Metodologia da pesquisa. 2. ed. reimp. Florianópolis: Departamento de Ciências da Administração/UFSC. 134 p.

## DISTRIBUCIÓN DE AGUA EN EL DELTA DEL RÍO GUAYAS

Ing. Ms. Jacinto Rivero Solórzano  
Guayaquil – Ecuador  
jacintoriverosolorzano@gmail.com

Ing. MI José Solís Cabezas  
Guayaquil – Ecuador  
jsoliscazas@gmail.com

### RESUMEN:

En el marco del Manejo de los Recursos Hídricos de la Cuenca del Río Guayas, con una extensión de 35000 Km<sup>2</sup>, el principal objetivo ha sido realizar las investigaciones sobre el mejor aprovechamiento y distribución del gran potencial hídrico de la cuenca hidrográfica, dotada de ingentes recursos naturales como: agua, suelo y clima, caracterizada por una gran vocación agrícola de su gente.

En tal sentido, para contrarrestar los efectos de las sequías y las inundaciones, se han construido y operan obras de infraestructura de gran importancia y alcance social cuyos beneficios generados son extraordinariamente significativos que ayudan a disminuir ostensiblemente el desequilibrio temporal y espacial existentes en el cual se destaca el Embalse Daule Peripa que regula el río Daule, que permite garantizar el suministro de agua hacia el Delta del Río Guayas, con la implementación del denominado Proyecto de Trasvase Daule – Vinces, (DAUVIN).

Se aprovecha el agua disponible en el río Daule durante el estiaje con la finalidad de proveer agua para riego hacia una extensa área de excelentes suelos, en el Delta del Río Guayas, a fin de expandir la frontera agrícola y mejorar la producción y productividad de bienes de consumo interno y externo.

### ABSTRACT:

Within the framework of the Management of Water Resources of the Guayas River Basin, with an extension of 35000 Km<sup>2</sup>, the main objective has been to carry out research on the best use and distribution of the great water potential of the hydrographic basin, endowed with enormous natural resources such as: water, soil and climate, characterized by a great agricultural vocation of its people.

In this sense, to counteract the effects of droughts and floods, infrastructure works of great importance and social scope have been built and operated whose benefits generated are extraordinarily significant that help to ostensibly reduce the existing temporal and spatial imbalance in which the Daule Peripa Reservoir that regulates the Daule River stands out, that allows to guarantee the supply of water to the Guayas River Delta, with the implementation of the so-called Daule – Vinces Transfer Project, (DAUVIN).

The water available in the Daule River during the dry season is used in order to provide water for irrigation to a large area of excellent soils, in the Guayas River Delta, in order to expand the agricultural frontier and improve the production and productivity of internal and external consumer goods.

### PALABRAS CLAVES:

## INTRODUCCIÓN

La Cuenca del Río Guayas tiene una extensión de **35000 km<sup>2</sup>** y está conformada por tres grandes sistemas hidrográficos constituidos por los ríos Daule, Vinces y Babahoyo, que confluyen al norte de la ciudad de Guayaquil, figura 1, dando lugar al gran Delta del Río Guayas y constituyéndose su cuenca hidrográfica en la más importante del Pacífico Sur, con un potencial hídrico de **35000 millones de m<sup>3</sup>/año**.

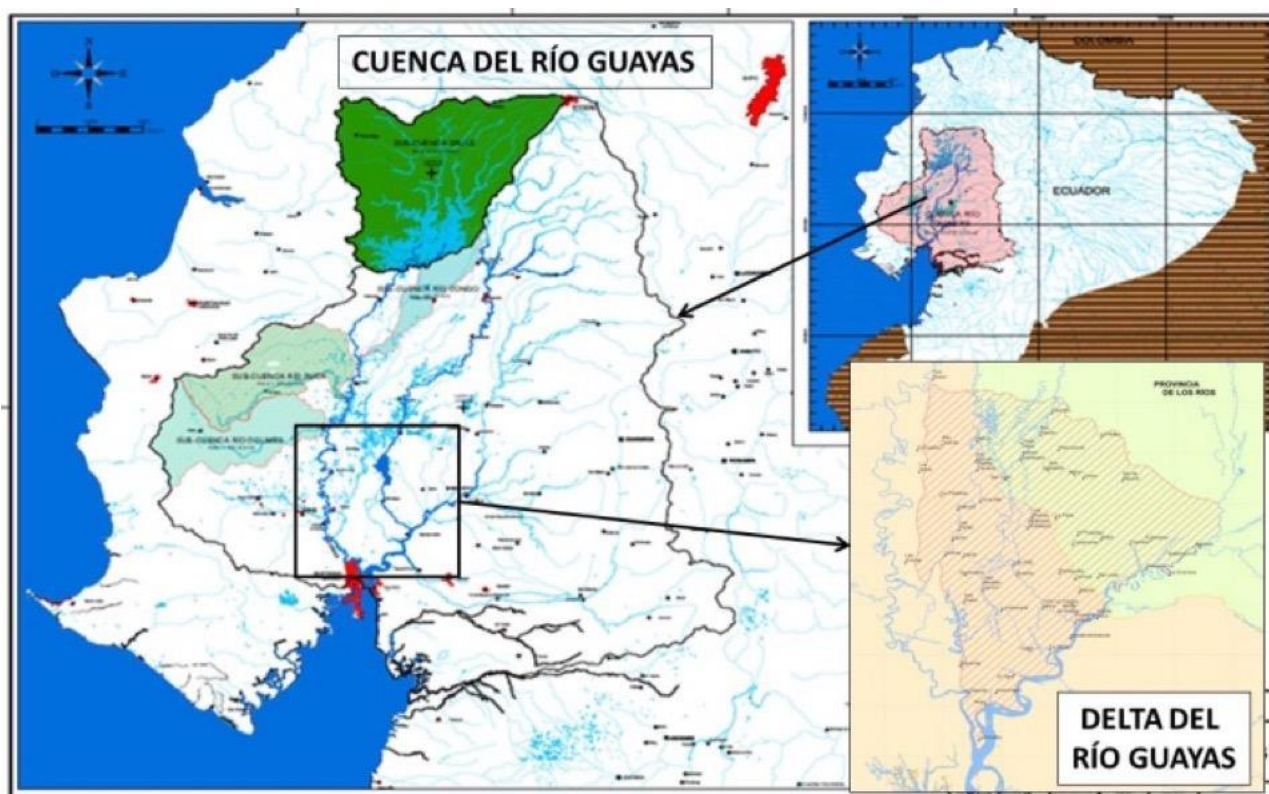


Figura 1.- Cuenca del Río Guayas

El río Daule con una cuenca de **13.800 Km<sup>2</sup>**, regulado por el embalse Daule Peripa de **6300 millones de metros cúbicos** de almacenamiento, permite garantizar el suministro de agua hacia el río Vinces que constituye la columna vertebral del Delta del Río Guayas y es precisamente dicha zona que requiere abastecerse de agua en la época de estiaje con una extensión de **250 mil has.** de terrenos altamente productivos.

## OBJETIVOS DEL PROYECTO

Aprovechar el agua disponible en el río Daule durante los meses de estiaje con la finalidad de proveer agua para riego hacia una extensa área de excelentes suelos, en el delta del Río Guayas, figura 2, a fin de expandir la frontera agrícola, mejorar la producción y productividad de bienes de consumo interno y externo, minimizando la afectación al medio ambiente.

El proyecto está constituido por tres componentes primarios, figura 2; 1. Estructura de Derivación Daule, 2. Toma y Canal de Trasvase y 3. Estructuras de Distribución.

Adicionalmente, los canales de conducción transportan agua desde el Canal de Trasvase o desde las estructuras de Distribución a cursos naturales, esteros y zonas de almacenamiento naturales, de forma que el agua esté disponible en el área de Proyecto en forma equidistante.



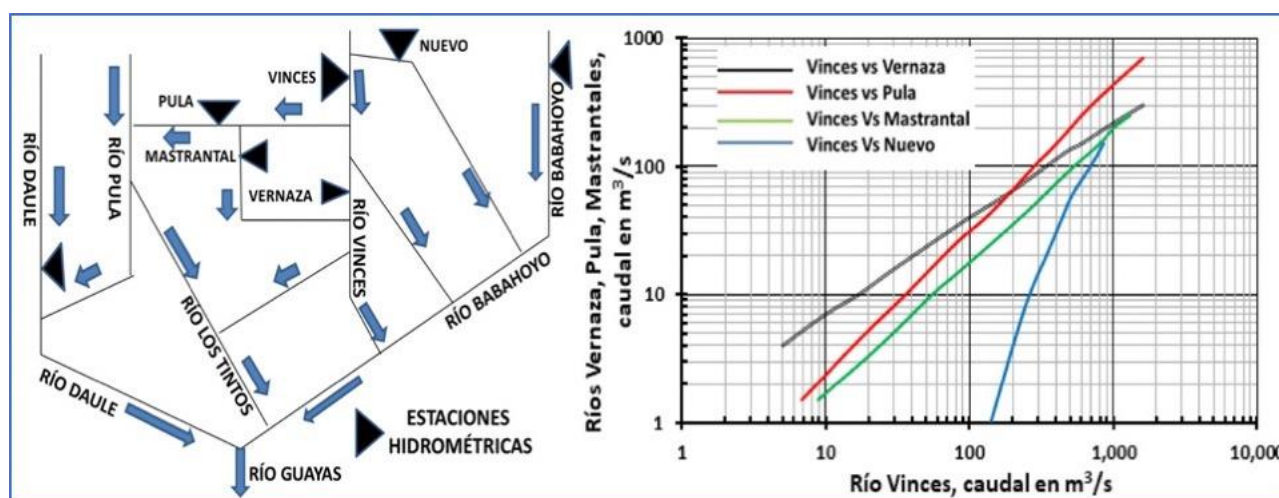
**Figura 2.-** Delta del Río Guayas y sus Componentes Principales

## CONCEPTO DEL PROYECTO

Se lo considera muy ingenioso y consiste en un trasvase de agua desde el río Daule a través de una conducción, perpendicular al valle, que va derivando parte de su caudal a lo largo de su ruta, los que serán transportados por cauces naturales, que a su vez contarán con estructuras de distribución que encauzarán parte de las descargas hacia otros cauces naturales y/o artificiales.

El abastecimiento y distribución de agua hacia el Delta fue concebido de manera tal que las estructuras interfieran lo menos posible con el flujo en la época de lluvias y se adapten sin mayores inconvenientes al proyecto de control de inundaciones que se implementará en el futuro, razón por la cual, las estructuras cumplen con la mencionada restricción.

En condiciones naturales, la distribución de agua en el delta se presenta en la figura 3, principio que se sirvió de base para distribuir los caudales en condiciones de proyecto.



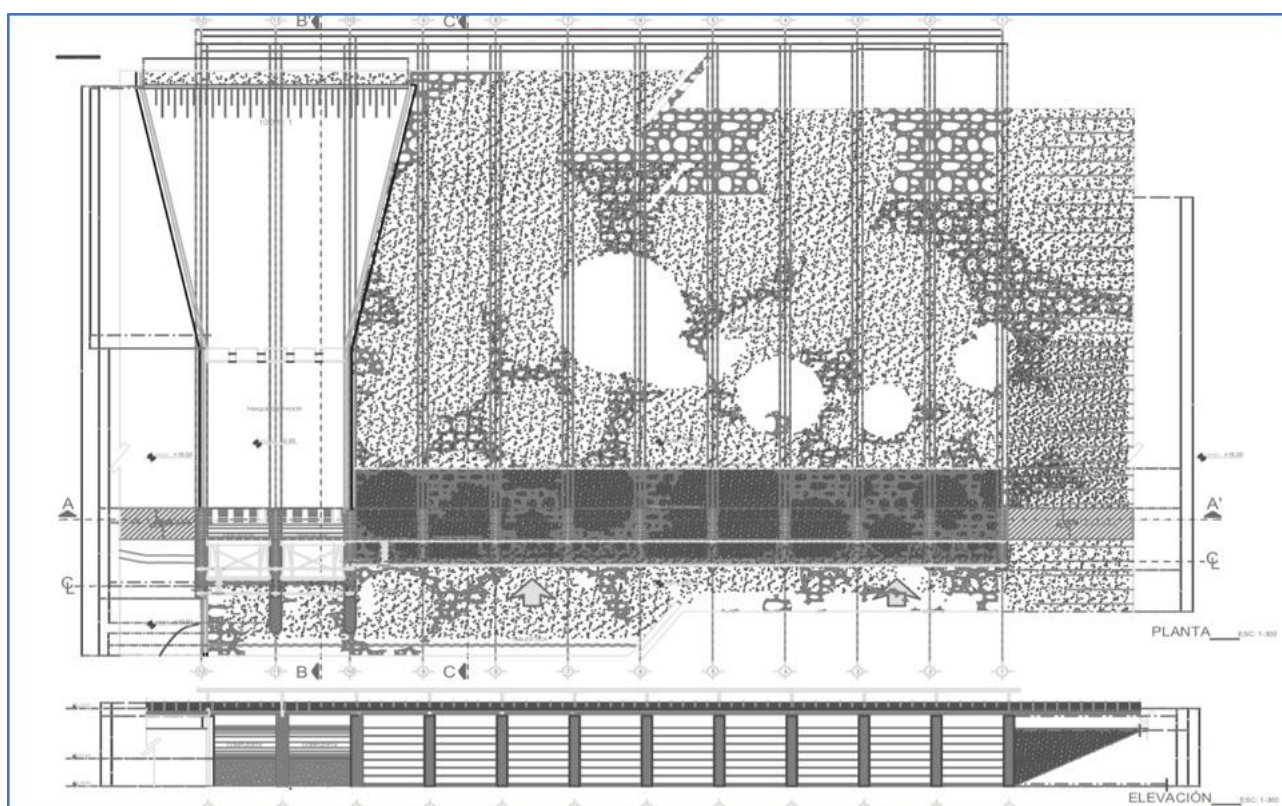
**Figura 3.-** Distribución Natural de Caudales en el Delta del Río Guayas



## ESTRUCTURA DE DERIVACIÓN DAULE

Constituye el corazón del proyecto, en virtud de que a partir de ella se garantiza el caudal que se requiere trasvasar hacia el delta, cuya columna vertebral la constituye el río Vinces. La Estructura está integrada por pilas de hormigón separadas cada 9.9 m. que alojará compuertas Stop-Log para cierre, y un puente superior para paso vehicular que facilita la operación y el mantenimiento. Los Stop-Log son instalados en época de estiaje para elevar el nivel del agua, y en época de lluvia son retirados para el libre paso del agua, por lo que se dispone también de los elementos necesarios para estas maniobras, figura 4.

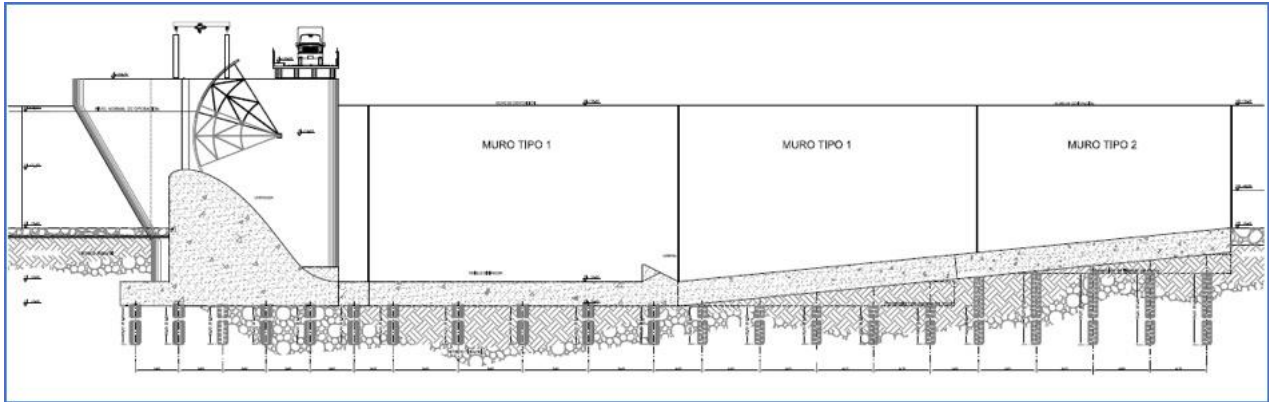
La estructura, a más de cumplir con el objetivo del proyecto durante la época de estiaje, deberá interferir lo menos posible en el cauce natural, de manera tal, que durante los meses de lluvia, el río Daule en dicho tramo se comporte de la manera en que se comporta en condiciones naturales



**Figura 4.-** Implantación y Corte de la Derivadora Daule

El río Daule está regulado por el Embalse Daule – Peripa, en donde además existe la Central Hidroeléctrica Marcel Laniado de Wind, por lo que, durante los meses de estiaje el caudal del río Daule es mayor a  $100 \text{ m}^3/\text{s}$ , muy por encima de los valores existentes en dicho río antes de la construcción de la presa Daule – Peripa, cuando se tenían caudales de hasta  $5.0 \text{ m}^3/\text{s}$  en épocas críticas. Se creyó conveniente que la mejor forma de acometer con la construcción de la estructura de derivación, era realizarla fuera del cauce del río, y luego encausar el río hacia la estructura construida en seco, más aun, considerando las enormes ventajas que el propio río Daule presenta para esta situación, dada sus características meándricas.

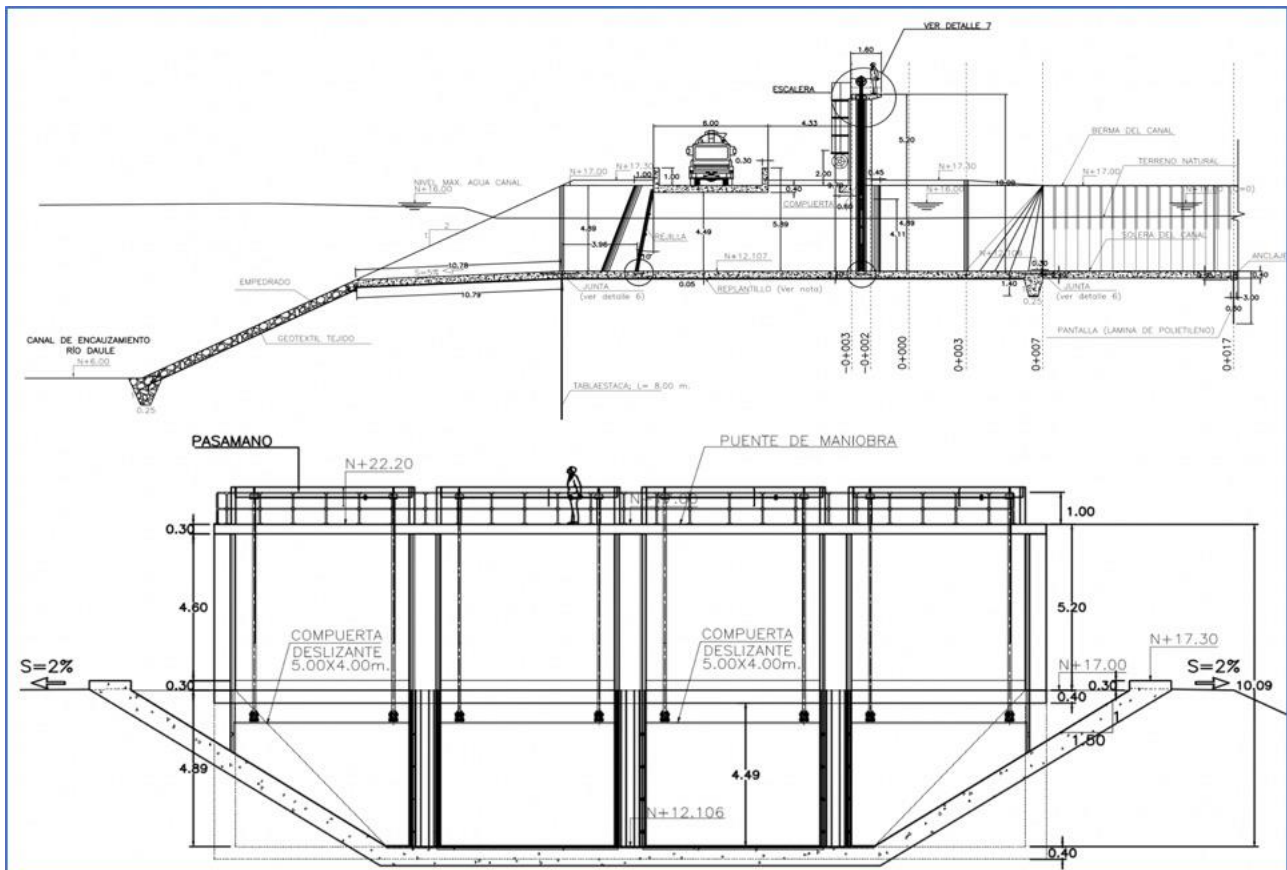
Para el paso del agua y control de nivel aguas arriba, se contará con una estructura ubicada junto a la de cierre, figura 5, la que cuenta con un azud y compuertas radiales móviles que se apoyan en el mismo para regular el caudal de paso de hasta  $350 \text{ m}^3/\text{s}$  y el nivel del agua para lograr la derivación de caudal de  $96 \text{ m}^3/\text{s}$ . Esta estructura permanecerá en operación solo en época de estiaje.



**Figura 5.-** Perfil Longitudinal del Vertedor en Derivadora Daule

## OBRA DE TOMA Y CANAL DE TRASVASE

La Obra de Toma se ubica en la margen izquierda, figura 6, que capta hasta **96 m<sup>3</sup>/s**, contando con las compuertas rectangulares de cierre para impedir el ingreso de agua en época de lluvia al interior del Canal de Trasvase.



**Figura 6.-** Perfil y Corte de Estructura de Toma del Canal de Trasvase

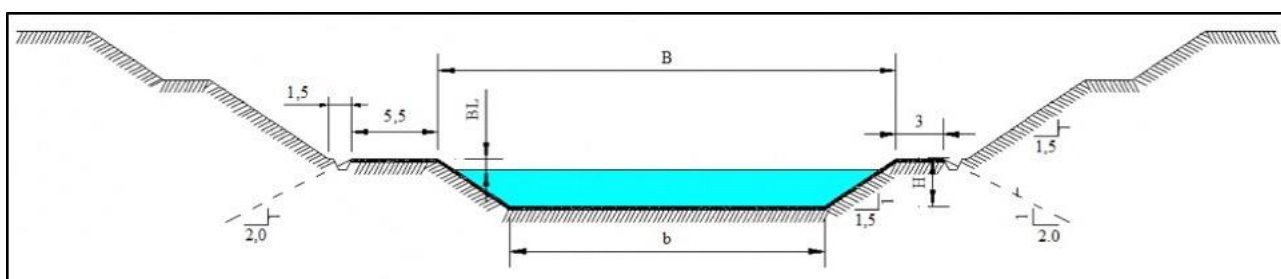
El flujo del agua a lo largo del sistema de trasvase, desde la Obra Toma hasta la entrega final, es a gravedad y tiene una longitud de 30.6 km. y es de sección trapezoidal, figura 7, revestido de polietileno de alta densidad de 1.2 mm de espesor. Igualmente, las derivaciones a cada uno de los esteros y ríos que conforman el sistema de trasvase, también son realizadas con flujo a gravedad. Esta

condición permite la aplicación de la hidráulica del flujo a superficie libre casi en toda su longitud, excepto en los sifones invertidos, en que el flujo es a presión.

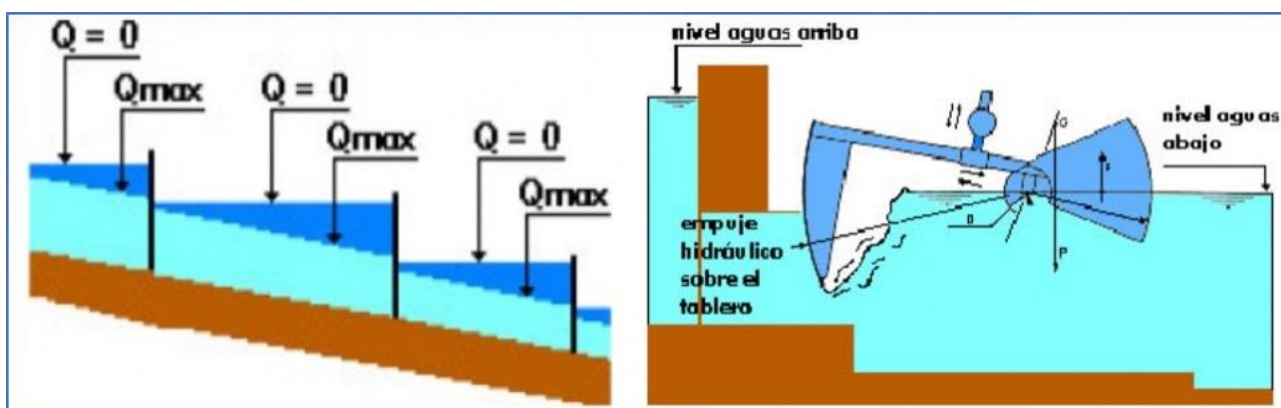
La Figura 8, muestra el esquema del perfil hidráulico que se aplicó en el diseño del canal. En cada tramo de canal, entre compuertas, se forma una cuña de agua entre el perfil de la superficie libre cuando la demanda es la máxima ( $Q_{\max}$ ) y el perfil de la superficie libre cuando la demanda es cero ( $Q=0$ ); La demanda de agua siempre estará disponible y no se requiere programar turnos de riego.

El método de operación propuesto es el llamado “método de operación con control aguas abajo”, también llamado “control aguas abajo en canales con bermas a nivel”, con un nivel de agua constante en el lado aguas abajo del regulador como objetivo de operación. Tal sistema de conducción y distribución es “sensible” y puede proveer inmediatamente los caudales de derivación requeridos.

Para la regulación del nivel constante aguas abajo se propuso el uso de compuertas radiales operadas hidromecánicamente; de esta forma, no se requiere de energía eléctrica ni de telemetría para su funcionamiento



**Figura 7.-** Sección Transversal Típica del Canal de Trasvase



**Figura 8.-** Esquema del Perfil Hidráulico en el Canal y Constitución y Ubicación de las compuertas AVIO y AVIS

La figura 9, muestra geográficamente los sitios de derivación a cada uno de los ríos, esteros y canales de distribución (CD). En el cuadro interno de la Figura se muestran los caudales máximos derivados a los ríos y canales de distribución que conforman el sistema de trasvase. El caudal máximo que ingresa por la Obra de Toma en el Río Daule es **96.0 m<sup>3</sup>/s**.

Se contempla la entrega de agua desde desde el canal al Estero San Vicente, río Macul, y a los esteros Pascuencial y Seco de Baba, aprovechando los niveles regulados del canal de trasvase. La tabla 1, utilizada para el cálculo del perfil hidráulico del canal de trasvase, muestra el nombre y la ubicación de las obras hidráulicas principales: tomas, sifones, estructuras de regulación y obras de entrega; también presenta los valores de los caudales máximos a derivar, los caudales a conducir, geometría del canal de trasvase, pendiente longitudinal, coeficiente de rugosidad, elevaciones, etc.

Se puede observar en la tabla 1 que de los **96 m<sup>3</sup>/s** que ingresan al canal de trasvase, **7.5 m<sup>3</sup>/s** son derivados al estero Las Pavas en la abscisa 4+310 y **67.3 m<sup>3</sup>/s** son derivados al río Macul en la abscisa 8+230 y que después de esta abscisa el caudal a conducir se reduce a **21.2 m<sup>3</sup>/s**.

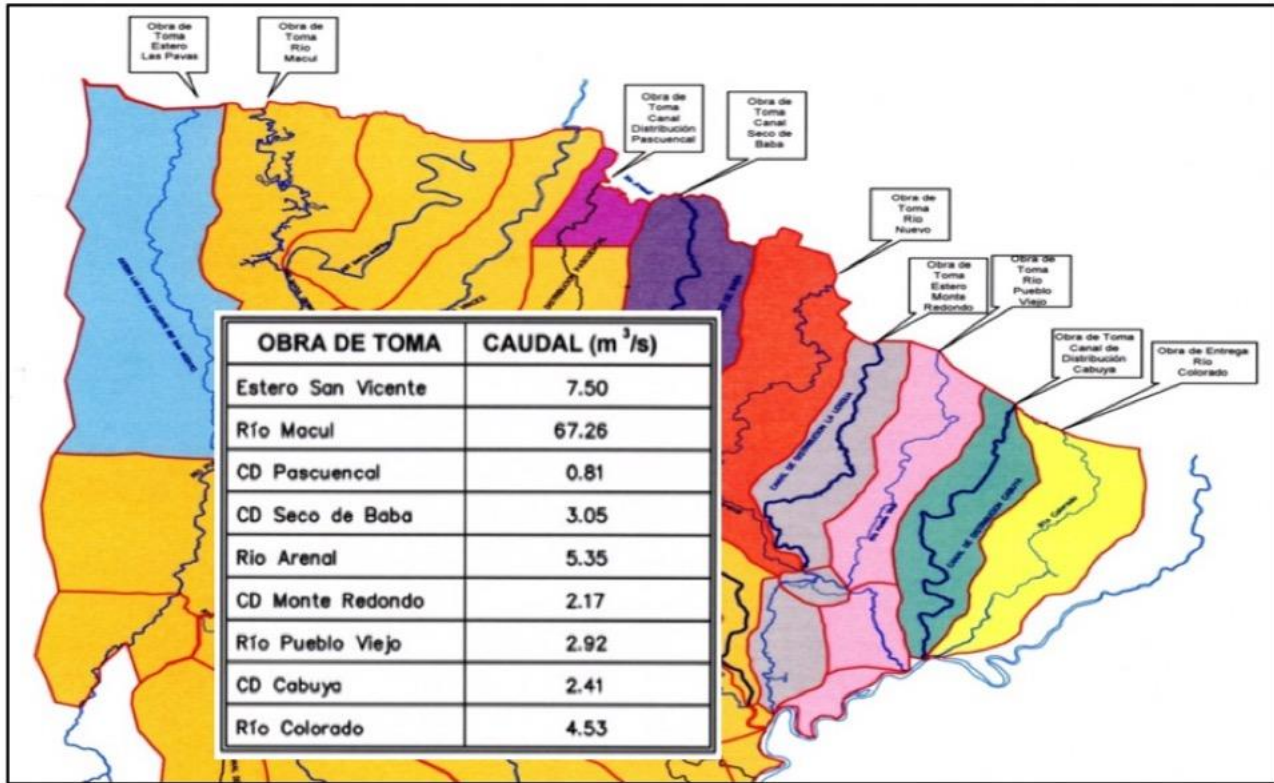


Figura 9.- Distribución de Caudales a lo Largo del Canal de Trasvase

Tabla 1.- Cálculo del Perfil Hidráulico del Canal

PROYECTO TRASVASE DAULE - VINCES														
CANAL DE TRASVASE DESDE OBRA DE TOMA EN RÍO DAULE HASTA OBRA DE ENTREGA A RÍO NUEVO														
PERFIL HIDRÁULICO DEL CANAL DE TRASVASE DAULE - VINCES - NUEVO OPERANDO CON COMPUERTAS HIDROMECÁNICAS AUTOMÁTICAS														
QT = 96 m <sup>3</sup> /s		n = 0.015				NNO = 16.000		So = 0.00009						
Tipo Obra de control del flujo	Abscisa	Ancho solera, (b)	Talud (z)	Pendiente del tramo (S)	Q <sub>máx</sub> Derivado	Q <sub>max</sub> tramo (Q)	Nivel solera immed. aguas arriba de eje comp.	Nivel solera immed. aguas abajo de eje compuerta	Nivel Q <sub>max.</sub> aguas arriba de comp.	Nivel Q <sub>max.</sub> aguas abajo de comp.	Nivel Q = 0, aguas arriba de comp. (TR)	Nivel Q = 0, aguas abajo de eje.	Volumen estabilidad según diseño	Estabilidad de las reservaciones operacionales
	(m)	(m)		(m/m)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)	(msnm)	(msnm)	(msnm)	(msnm)	(msnm)	(msnm)	m <sup>3</sup>	
Toma Río Daule	0+000					96.00	12.107	12.107	16.000	16.000	16.000	16.000		
		14.00	1.50	0.00009		96.00							21,952.1	
Toma Estero Las Pavas	4+310				-7.50	88.50	11.719	11.389	15.612	15.612	16.000	16.000		
		14.00	1.50	0.00009		88.50							57,730.6	
Toma Río Macul	8+250				-67.26	21.24	11.536	12.677	15.259	15.259	16.000	16.000	0.0	
		5.50	1.50	0.00009		21.24							3,308.4	OK
ojo	8+230				0.00	21.240	12.677	12.677	15.259	15.259	16.000	16.000		
		5.50	1.50	0.00009		21.240								
Entrada Sifón Macul	8+535				0.00	21.24	12.650	12.650	15.232	15.232	16.000	16.000		
		2 x D = 2.8m				21.24								
Salida Sifón Macul	9+020				0.00	21.24	12.150	12.150	14.732	14.732	16.000	16.000	1,928.7	OK
		5.50	1.50	0.00009		21.24								
3 x Avis 180/335	9+120				0.00	21.24	12.141	12.081	14.723	14.663	16.000	14.753	59,726.7	OK
		5.50	1.50	0.00009		21.24								
Toma Estero So Martha	17+760				0.00	21.24	11.305	11.303	13.885	13.885	14.753	14.753	24,152.4	OK
		5.50	1.50	0.00009		21.24								
3 x Avis 180/335	19+500				0.00	21.24	11.147	11.087	13.729	13.669	14.753	13.759	447.9	NO
		5.50	1.50	0.00009		21.24								
Entrada Sifón So Martha	19+820				0.00	21.24	11.058	11.058	13.640	13.640	13.759	13.759		
		2 x D = 2.8m				21.24								
Salida Sifón So Martha	19+920				0.00	21.24	10.779	10.779	13.361	13.361	13.759	13.759	26,808	OK
		5.50	1.50	0.00009		21.24								
Toma Río Vínces	23+553				0.00	21.24	10.470	10.470	13.052	13.052	13.759	13.759	19,242	OK
		5.50	1.50	0.00009		21.24								
Entrada Sifón Vínces	25+055				0.00	21.24	10.317	10.317	12.899	12.899	13.759	13.759		
		2 x D = 2.8m				21.24								
Salida Sifón Vínces	25+225				0.00	21.24	10.017	10.017	12.599	12.599	13.759	13.759	871	OK
		5.50	1.50	0.00009		21.24								
3 x Avis 180/335	25+275				0.00	21.24	10.012	9.952	12.594	12.534	13.759	12.624	47,369.1	OK
		5.50	1.50	0.00009		21.24							3,257	NO
Entrada Sifón Nuevo	26+795				0.00	21.24	9.815	9.815	12.397	12.397	12.624	12.624		
		2 x D = 2.8m				21.24								
Salida Sifón Nuevo	26+880				0.00	21.24	9.515	9.515	12.097	12.097	12.624	12.624	36,587	OK
		5.50	1.50	0.00009		21.24								
Toma CD Pascuencial	30+563				-0.81	20.43	9.184	9.235	11.766	11.766	12.624	12.624	460	OK
		5.50	1.50	0.00009		20.43								
Obra Entrega Río Nuevo	30+600					20.43	9.232	9.232	11.763	11.763	12.624	12.624	40,303.8	OK

La figura 10 muestra el perfil hidráulico calculado para el canal de trasvase, y los correspondientes a  $Q = 0$  y  $Q_{\text{máx}}$  y el perfil horizontal de la berma en cada tramo. Además, un total de cuatro tramos regulados: entre el Sistema de Derivación en río Daule y la Estructura de Regulación No. 1, entre las Estructuras de Regulación No. 1 y No.2, entre las Estructuras de Regulación No. 2 y No. 3 y el cuarto tramo entre la Estructura de Regulación No. 3 y la Obra de Entrega al río Nuevo.

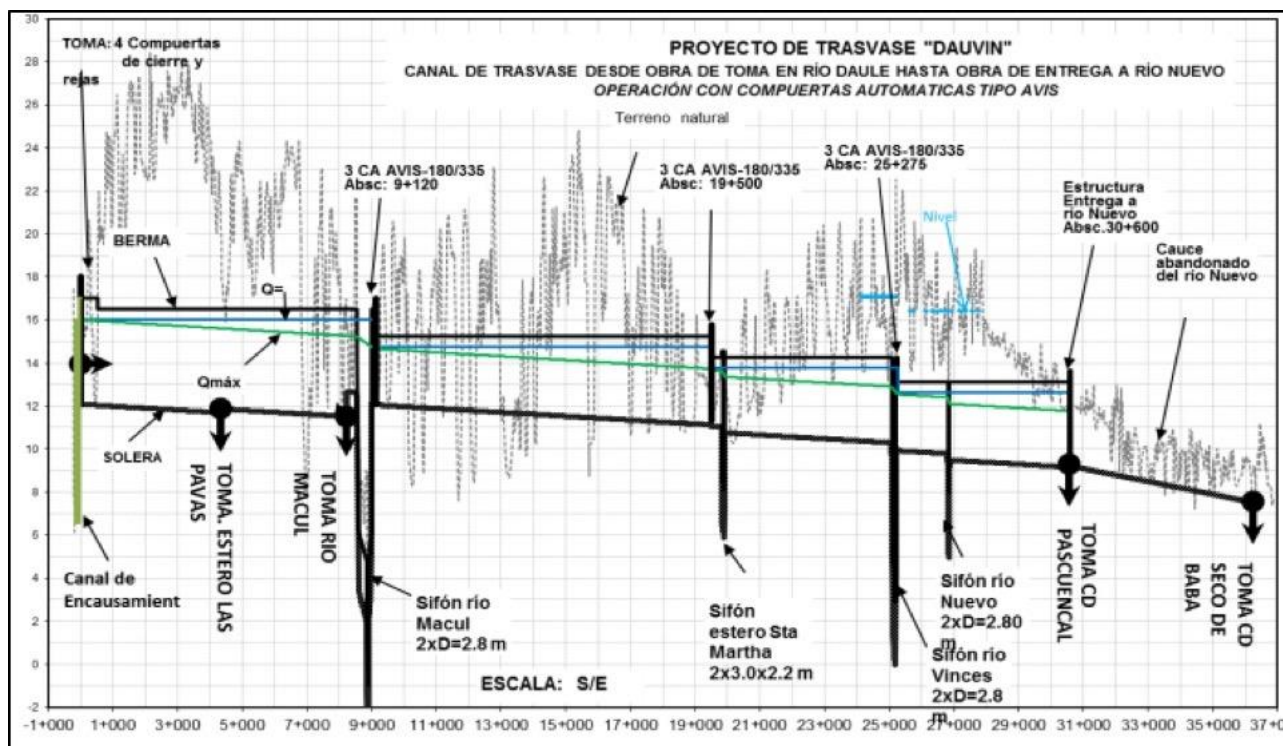


Figura 9.- Perfil Hidráulico del Canal con Control Aguas Abajo

## ESTRUCTURAS DE DISTRIBUCIÓN

El proyecto considera en el Delta del río Guayas 6 estructuras de distribución de agua, figura 2 y tabla 2, donde están las características de cada una de ellas.

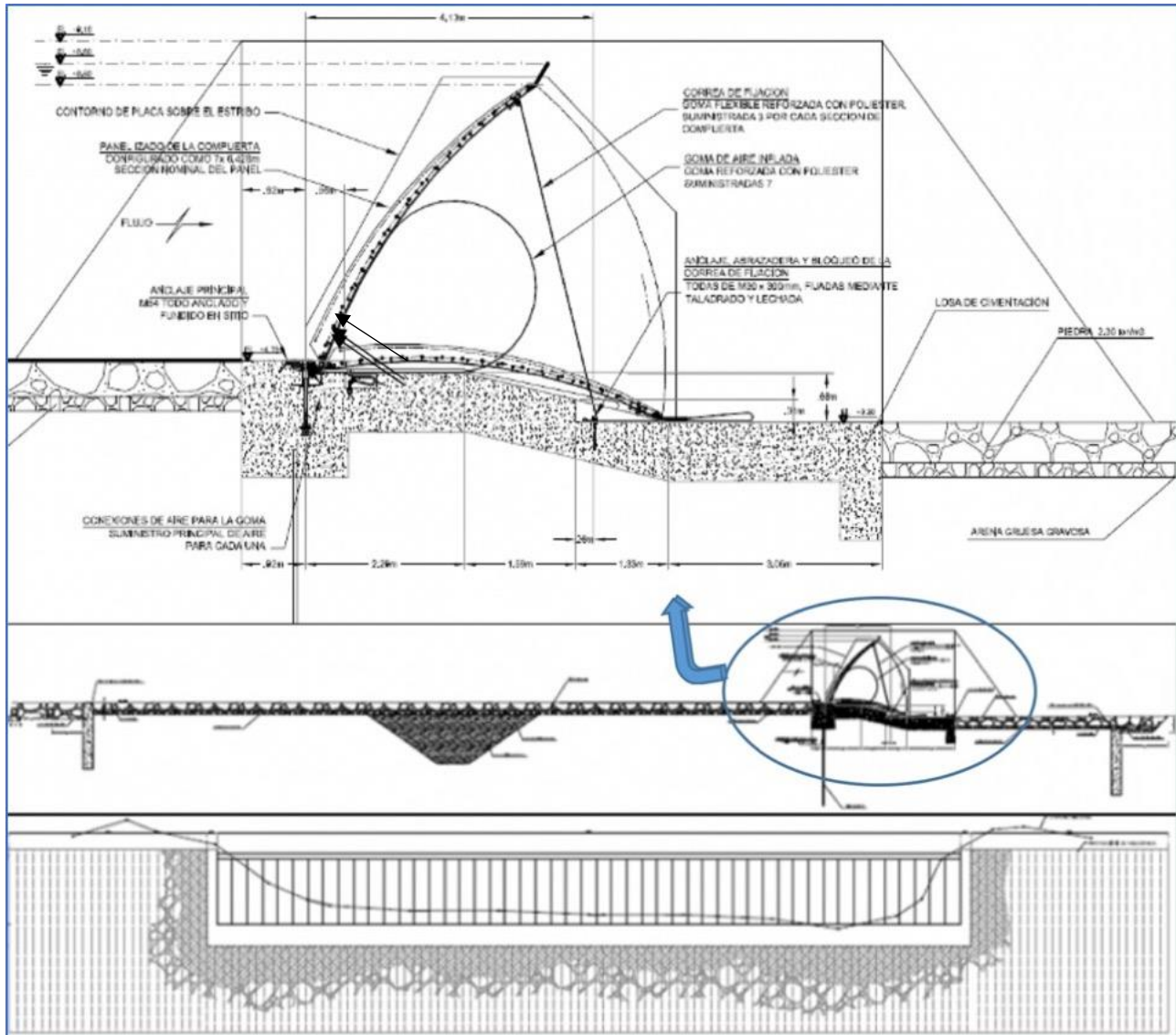
Tabla 2.- Características de las Presas de Distribución

Estructura	H (m)	Ancho de Panel(m)	Ancho total	Nº de Paneles
<b>Pula</b>	4.786	6.25	75	12
<b>Vernaza</b>	3.809	6.43	45	7
<b>Mastrantal</b>	3.309	6.43	45	7
<b>Junquillo</b>	3.082	7.33	22	3
<b>Nuevo</b>	5.713	7.5	30	4
<b>Pueblo Viejo</b>	3.559	6.5	26	4

Las estructuras de distribución, figura 10, funcionarán a través de un nivel de dominio común que crean embalse dentro de los cauces, para cubrir por gravedad el suministro del agua para uso

por de los agricultores a través de los denominados canales de conducción. El nivel de la parte superior de las compuertas inflables ha quedado definido en la cota 8.5 m.s.n.m.

Se diseñó el sistema de derivación de manera que la ubicación y nivel de las estructuras tengan un funcionamiento integrado análogo al de un embalse común aguas arriba del sistema, manteniendo el flujo dentro del cauce de los ríos.



**Figura 10.-** Corte y Perfil de una Estructura de Distribución

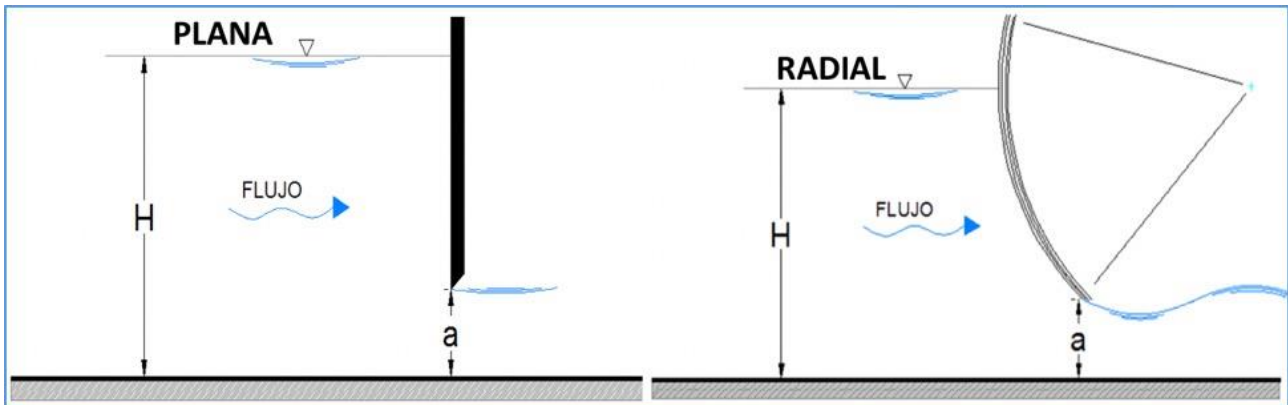
## OBRAS COMPLEMENTARIAS

### Compuertas Planas en Obras de Toma y de Entrega

Las estructuras de tomas para derivación a ríos, esteros o canales disponen de compuertas planas o radiales en función de la magnitud de los caudales máximos a derivar, figura 11.

La Obra de Toma Macul, deriva el mayor caudal máximo: **67.26 m<sup>3</sup>/s**, y se consideró conveniente el uso de compuertas radiales accionadas electromecánicamente.

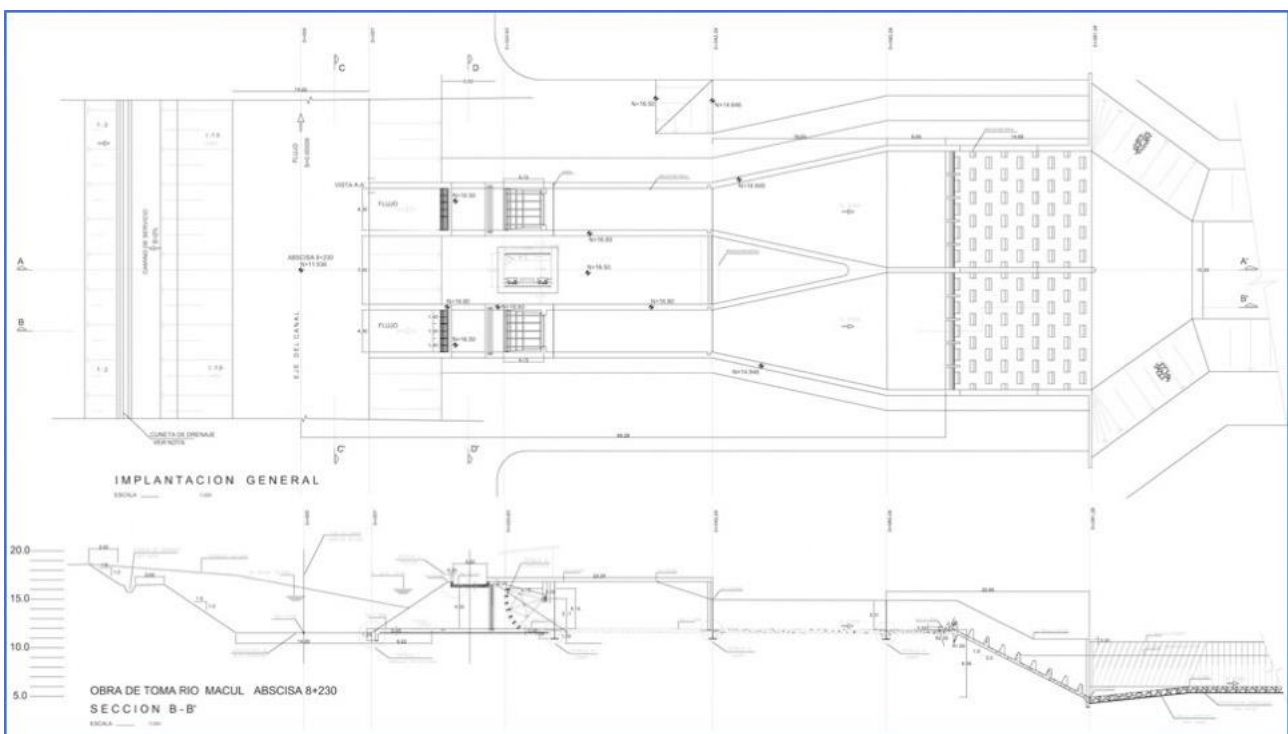
Las demás obras de Toma que derivan desde el trasvase y en función de la magnitud del caudal máximo tienen compuertas planas de 2.0 x 1.0 m accionadas manualmente. Se instala una compuerta para caudales con un valor máximo de **3.5 m<sup>3</sup>/s** y dos para caudales mayores hasta **7.5 m<sup>3</sup>/s**.



**Figura 11.-** Flujo a Través de Compuertas Planas y Radiales

En razón de disponer de niveles seguros de agua en el río Macul durante las distintas etapas de operación del sistema de trasvase, se optó por una estructura de disipación en delantal inclinado con bloques deflectores. La disipación del exceso de energía se realiza mediante bloques deflectores colocados alternadamente en filas escalonadas sobre un delantal inclinado.

La figura 12 muestra la implantación y corte de la Obra Toma Macul para la entrega del caudal al río de su mismo nombre.



**Figura 12.-** Planta y Perfil de la Obra de Toma Macul

## Sifones

En el canal de trasvase se diseñaron 3 sifones invertidos en los cruces siguientes: río Macul, estero Santa Martha y río Vincés. La presencia de estos sifones invertidos para el flujo continuo de las aguas trasvasadas, es a la vez una solución de drenaje para el paso de estos ríos y estero sin alteración alguna de su flujo.





## CONCLUSIÓN

Siempre se consideró a la Cuenca Hidrográfica del Río Guayas, como una unidad de planificación sobre la base de un elemento aglutinante común, **el recurso agua**, en cuyo sentido, este proyecto constituye, desde su operación en el año 2016, un claro ejemplo de minimizar el desequilibrio espacial del recurso hídrico disponible en la mencionada cuenca hidrográfica.

## REFERENCIAS

**Asociación Acotecnic – Consultoría Técnica**, “Diseño Definitivo del Proyecto Trasvase Daule – Vinces”, Informe Final, SENAGUA, 2011.

**Rivero, J.**, “Estructura de Derivación en la Rectificación de un Río Meandrico: Estudio de Caso”, XXV Congreso Latinoamericano de Hidráulica, San José, Costa Rica, 2012.

## ESTUDIO HIDROLÓGICO-HIDRÁULICO EN RÍOS DE LA PUNA ARGENTINA PARA OBRAS DE INFRAESTRUCTURA

Reyna, Teresa, Reyna, Santiago, Fulginiti, Fabián, César Riha, María Lábaque

CEAS SA, Teresamaria.reyna@gmail.com

### RESUMEN:

La República Argentina tiene una gran diversidad de regiones hidrográfica. Los ríos argentinos se agrupan en tres grandes cuencas o vertientes que se denominan: los de la vertiente del Atlántico, que desaguan en el Mar Argentino, los de la vertiente del Pacífico y, por último, los pertenecientes a las diversas cuencas endorreicas del interior del país

La Quebrada de Humahuaca surge como un extenso valle montañoso de perfil asimétrico de 155 kilómetros de longitud que corre en dirección Norte-Sur, entre los cerros por donde corre el Río Grande. La quebrada funciona como un paso natural entre la zona de La Puna y el resto del país por ello las obras de infraestructura vial y ferroviarias son imprescindibles para garantizar esta vinculación.

La zona ha venido sufrido variaciones en su topografía debido a movilizaciones de material desde la cuenca alta y a las obras ejecutadas sobre la Ruta Nacional N° 9. Para la ejecución de las nuevas obras para el ferrocarril y la ruta nacional es necesario realizar estudios de las cuencas de aportes a los arroyos, estudios hidráulicos y de transporte de sedimentos en algunos de los afluentes al Río Grande.

Se presenta a continuación la verificación hidráulica de la implantación de uno de los puentes ferroviarios: puente sobre el Arroyo Los Filtros y el Arroyo Coiruro con el fin de ajustar las secciones de aproximación y brindar recomendaciones para el diseño y construcción de estas.

### ABSTRACT:

The Argentine Republic has a great diversity of hydrographic regions. The Argentine rivers are grouped into three large basins or slopes that are called: those of the Atlantic slope, which drain into the Argentine Sea, those of the Pacific slope and, finally, those belonging to the various endorheic basins of the interior of the country

The Quebrada de Humahuaca emerges as an extensive mountainous valley with an asymmetrical profile 155 kilometers long that runs in a North-South direction, between the hills through which the Rio Grande flows. The ravine functions as a natural passage between the La Puna area and the rest of the country, which is why road and rail infrastructure works are essential to guarantee this connection.

The area has undergone variations in its topography due to the mobilization of material from the upper basin and the works carried out on National Route No. 9. For the execution of the new works for the railway and the national route, it is necessary to carry out studies of the basin's contributions to streams, hydraulic studies, and sediment transport in some of the tributaries to the Rio Grande.

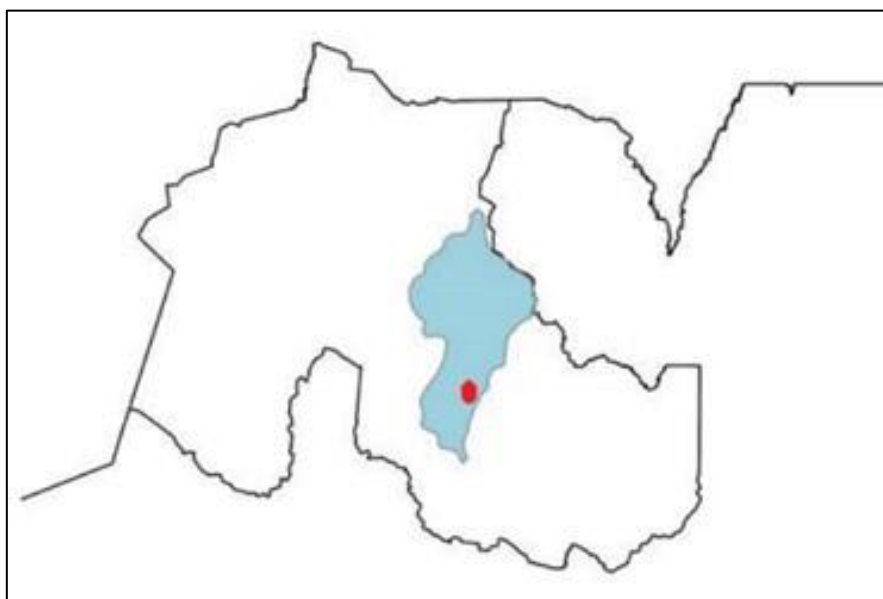
The hydraulic verification of the implementation of one of the railway bridges is presented below: bridge over Arroyo Los Filtros and Arroyo Coiruro to adjust the approach sections and provide recommendations for their design and construction.

**PALABRAS CLAVES:** Hidráulica Puna Argentina, Quebrada de Humahuaca, Arroyo Los Filtros, Arroyo Coiruro

## INTRODUCCIÓN

La Quebrada de Humahuaca es un valle andino de 155 kilómetros de extensión, flanqueado por altas cadenas, ubicado a más de 2000 metros de altura. Fue declarada Patrimonio Cultural de la Humanidad por la UNESCO en el 2003. (ver figura 1).

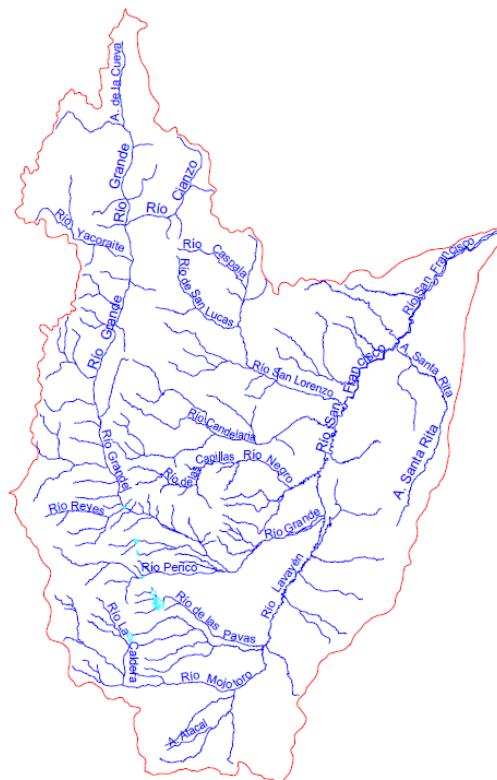
La quebrada está recorrida por el río Grande, subafluente del río Paraguay. Pertenece a la subregión de la Cordillera Oriental, y se encuentra limitada por dos cordones: el occidental y el oriental. Presenta un marcado rumbo norte-sur, siendo cada vez mayor la altura hacia el norte. Por esto se la considera una vía de acceso natural hacia el Altiplano, función con la que fue utilizada desde tiempos precolombinos.



**Figura 1.-** Ubicación de la Quebrada de Humahuaca en la provincia de Jujuy. En rojo se señala la zona de estudio

El río Grande atraviesa la provincia de Jujuy: se origina en el extremo sur de la sierra de Santa Victoria, iniciándose en los arroyos Las Cuevas y Tres Cruces que se unen en Iturbe a 3340 msnm. Desde este lugar se inicia la Quebrada de Humahuaca, por cuyo centro corre el río Grande. En su recorrido, de 125 Km, recibe numerosos afluentes como el Cianzo, de los Blancos, Jüella, León, Lozano, Reyes, Purmamarca, Yacoraite, entre otros, como se observa en la figura 2.

A partir de la confluencia con el Reyes, el río Grande toma rumbo hacia el sudoeste corriendo hasta la unión con el Perico, su principal afluente. En este recorrido recibe el aporte de los ríos Chico, Los Alisos y Zapla. Desde la unión con el Perico, el río Grande gira hacia el noroeste y se une con el Lavayén formando el río San Francisco. (<https://www.argentina.gob.ar/sites/default/files/19.pdf>). El río San Francisco es un importante afluente del río Bermejo.



**Figura 2.-** Río Grande y Río San Francisco, Argentina  
(<https://www.argentina.gob.ar/sites/default/files/19.pdf>)

En el tramo entre las localidades de Volcán y Tilcara en la Provincia de Jujuy, se están realizando obras sobre las vías férreas que permitan volver a usar el ferrocarril que actualmente no se encuentra operativo por los eventos de crecidas con actividades de transporte de sedimentos que hicieron que quedara fuera de servicios.

La zona ha venido sufriendo variaciones en su topografía debido a movilizaciones de material desde la cuenca alta y a las obras ejecutadas sobre la Ruta Nacional N° 9. Se realizaron estudios de las cuencas de aportes a los arroyos, estudios hidráulicos y de transporte de sedimentos en algunos de los afluentes al Río Grande.

Se presenta a continuación la verificación hidráulica de la implantación de uno de los puentes ferroviarios: puente sobre el Arroyo Los Filtros y el Arroyo Coiruro con el fin de ajustar las secciones de aproximación y brindar recomendaciones para el diseño y construcción de estas.

Para verificar la estructura se emplearon los valores de caudal para recurrencias de 25 y 100 años. Estos caudales, ante la total ausencia de aforos, fueron obtenidos por medio de modelos computacionales de transformación Lluvia - Caudal y tránsito Caudal - Caudal.

## HIDROLOGÍA

Para analizar la hidrología se procedió primero a cuantificar y visualizar las condiciones del terreno en tres dimensiones (3D). Se generó una estructura numérica de datos que representa la distribución espacial de la elevación de la superficie del terreno, es decir un modelo digital de elevación (MDE) (ver figura 3).

Para la confección del MDE se descargaron del ftp de la Nasa, las imágenes raster del proyecto SRTM, que consiste en un sistema de radar especialmente modificado para adquirir los datos de elevación topográfica estereoscópica. La técnica empleada conjuga software interferométrico con SAR radares con anchos "sintéticos" en sus antenas reflectoras.

Se adquirieron imágenes ASTER (Satélite Avanzado de Emisiones Termales y Radiómetro de Reflexión) de la NASA

Se obtuvo el Modelo Digital de Terreno ALOS-1 PALSAR, generado a partir de imágenes de radar con una mayor resolución espacial de 12,5 metros. ALOS (Advanced Land Observation Satellite)

Se obtuvo el MDE desarrollado por el IGN con una resolución de 5m y precisión en altura submétrica. Con la ayuda de las imágenes y las fotografías de la zona se identificaron puntos singulares en los cauces y dentro de las cuencas (dorsales, líneas de vaguada, crestas, barrancas, etc.) priorizando las líneas de escurrimiento y accidentes significativos.

Para la generación de la red de puntos se determinó la ubicación de diversos puntos fijos sobre cada elemento para posibilitar la vinculación de todos los recursos enunciados en el ítem precedente.

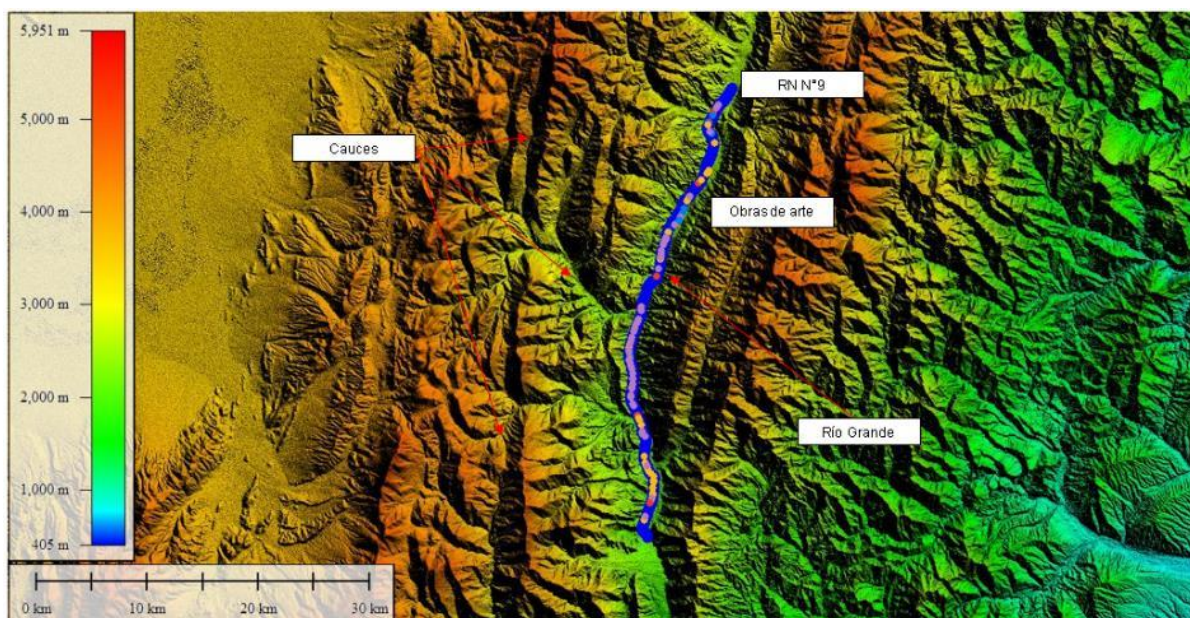
En primera instancia se verificó la correspondencia de la información existente en lo referente a sistema de proyección y datum (Gauss Kruger, faja 3, WGS84).

Mediante un muestreo digital de las imágenes SRTM, ASTER, ALOS PALSAR e IGN se optó por elaborar dos modelos para cada instancia de trabajo. Mediante el MDE basado en ALOS PALSAR se determinaron las divisorias de cuenca en tanto que por medio del MDE del IGN, el cual presenta una mayor concordancia en las geformas locales, se abordó el análisis de los puntos que presentaron conflictos.

En la zona de las cuencas, se generó una grilla de puntos con una resolución de 12.5 m. Tras su triangulación y suavizado, se generó un primer plano de curvas de nivel.

Luego se superpusieron las imágenes satelitales, las curvas de nivel y los planos digitalizados a partir de los antecedentes lo que sirvió para evaluar e identificar la correcta coincidencia de la información procesada.

La altimetría generada comprende aproximadamente el rango que va de 2000 a 5000 msnm lo que puede observarse discretizado en franjas equidistantes en el plano que muestra la triangulación generada.



**Figura 3.-** Modelo digital de Elevación en sector de cuenca (DEM: ALOS PALSAR)

Luego se realizó el modelo de las subcuencas de aporte a los diferentes arroyos.



**Figura 4.-** Imagen satelital – Delimitación de la cuenca – Vista 3D.

A continuación, pueden apreciarse algunos puntos de la traza estudiada.



**Figura 5.-** Fotografía a la vera de la ruta provincial N°9 en el sector central de las cuencas.



**Figura 6.-** Fotografía a la vera de la ruta nacional. N°9 en el sector central de las cuencas



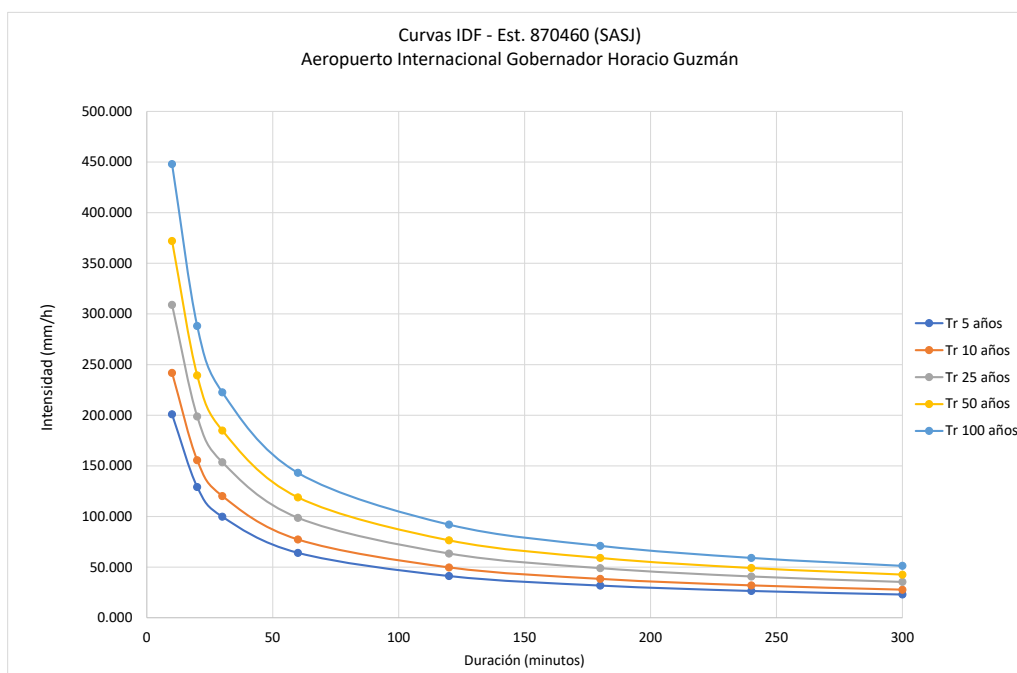
**Figura 7.-** Fotografía del sector medio de la cuenca

Se elaboraron luego los modelos hidrológicos que permitieron evaluar la generación de excedentes asociados a eventos extremos. Ante la ausencia de aforos que permitieran determinar de forma estadística los caudales de aporte a cada punto de interés se desarrollaron modelos de transformación lluvia – caudal y tránsito – caudal.

Los modelos buscaron conocer la respuesta de las cuencas en el punto de implantación del puente.

### Curvas IDF

En primera instancia se determinaron las curvas de intensidad – duración – frecuencia en base a las que se definieron hietograma de análisis.



**Figura 8.-** Curvas IDF

Para la modelación hidrológico se utilizó el software HEC-HMS. (<https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/>).

## **PUENTE SOBRE EL ARROYO LOS FILTROS Y SOBRE EL ARROYO COIRURO**

Volcán es una localidad del departamento Tumbaya en la provincia de Jujuy en Argentina. Se encuentra a 41,9 kilómetros de San Salvador de Jujuy, a la vera de la Ruta Nacional N.º 9. Es la primera localidad que se encuentra en el recorrido en sentido norte de la quebrada de Humahuaca, declarada en 2002 Patrimonio de la Humanidad por la UNESCO.

A muy poca distancia de la localidad, sobre las laderas del arroyo del Medio y la quebrada de Los Filtros se producen con cierta frecuencia desprendimientos de barro y tierra como producto de las fuertes lluvias estivales. Estos aludes tienen semejanza a los derrames de lava de una erupción volcánica, y de esta semejanza proviene el nombre de la localidad.



**Figura 9.-** Localidad del Volcán y puente sobre el Arroyo Los Filtros.



**Figura 10.-** Puente sobre el Arroyo Los Filtros (GoogleEarth)

Del modelo hidrológico se obtuvieron los siguientes caudales en la sección del puente en el Arroyo Los Filtros para las recurrencias de 25 y 100 años. (ver Tabla1) y para el Arroyo Coiruro (ver Tabla 2)



**Tabla 1.-** Caudales para 25 y 100 años de recurrencia para el Arroyo Los Filtros

Evento	Q (m <sup>3</sup> /s)
25 años	157.2
100 años	297

**Tabla 2.-** Caudales para 25 y 100 años de recurrencia para el Arroyo Coiruro

Evento	Q (m <sup>3</sup> /s)
25 años	537.8
100 años	926.9

## MODELO HIDRÁULICO

Para la realización del modelo hidráulico del Arroyo Los Filtros se utilizó el software HEC-RAS. (<https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/>).

El modelo arroja el tirante y la velocidad media en la zona donde se implantará la obra, permitiendo proyectar obras de defensa.

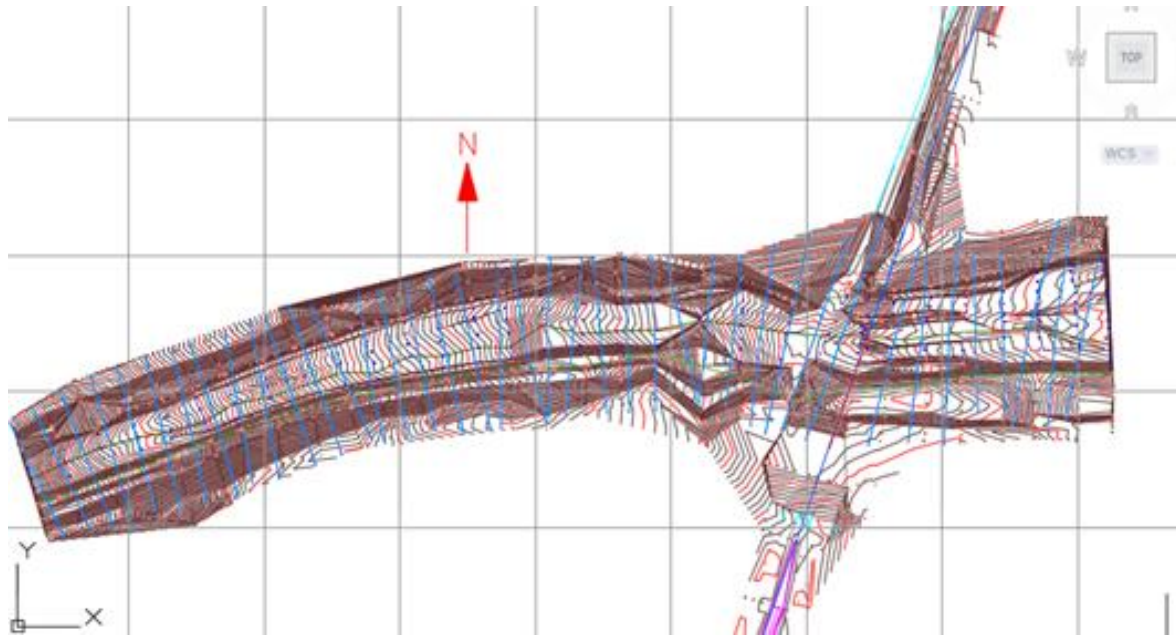
En función de los datos e imágenes obtenidas de relevamientos de los cauces y las márgenes se estimó un valor de 0.026 para el coeficiente de rugosidad de Manning en el cauce y 0.040 en las márgenes para el Arroyo Los Filtros y un valor de 0.035 para el coeficiente de rugosidad de Manning en el cauce y 0.042 en las márgenes para el Arroyo Coiruro.

Las secciones transversales se obtuvieron a partir del MDE en una longitud aproximada de 600m aguas arriba y 200m aguas abajo.

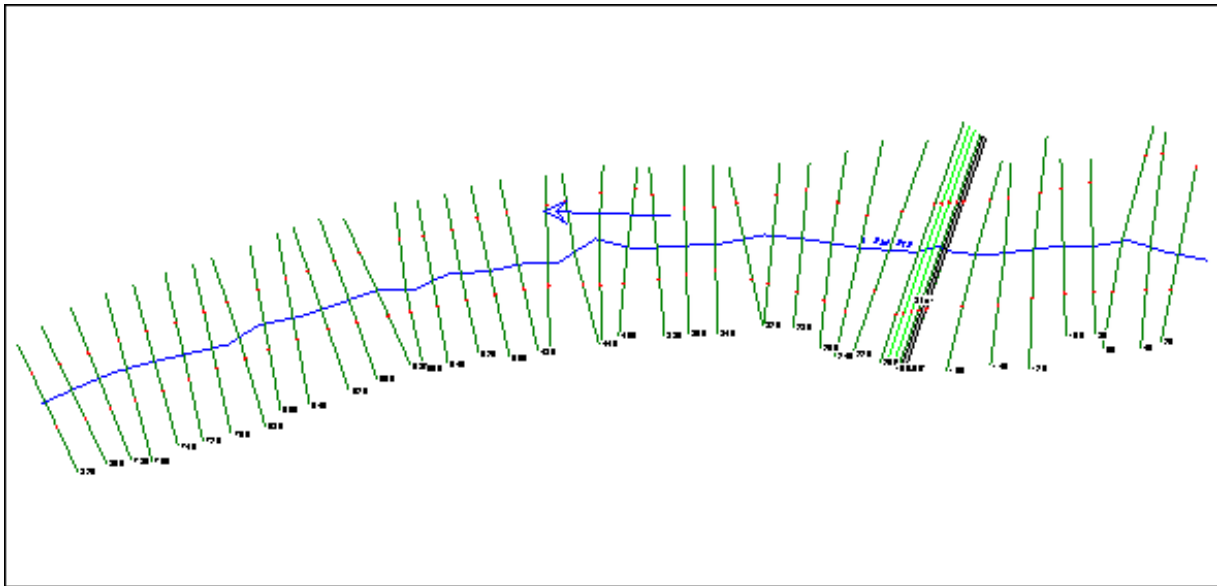
Dada la conformación aluvional del sector de análisis el cauce presenta zonas cóncavas donde predominan embancamientos como consecuencia de la deposición de sedimentos. Compensando este fenómeno las márgenes convexas sufren fenómenos erosivos reconfigurando las márgenes. En determinados sectores de esta zona ante avenidas de importante magnitud se manifiestan desbordes sobre predios linderos.

En la Figura 11 se puede advertir la ubicación en planta de las principales secciones utilizadas en la modelación. Se consideraron secciones aguas arriba y aguas abajo para representar de forma adecuada el perfil del flujo ante los cambios de régimen para el Arroyo Los Filtros.

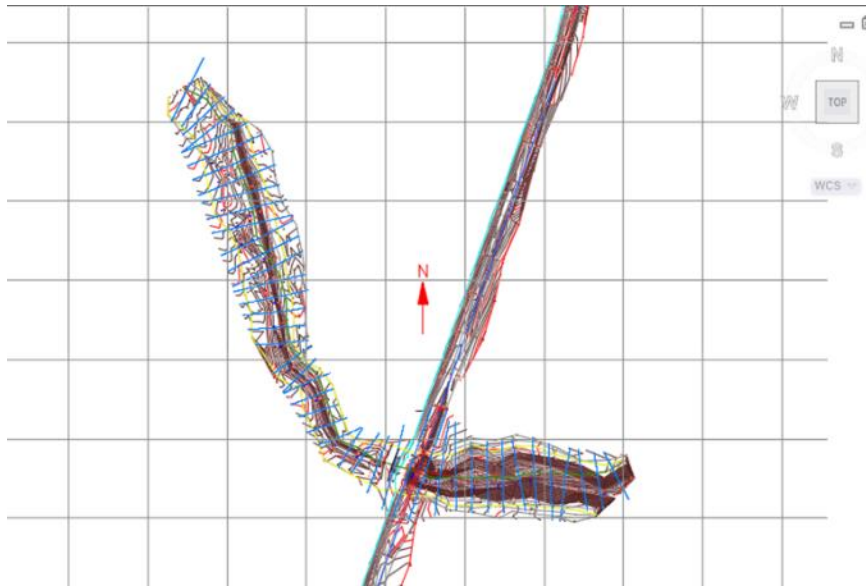
La Figura 12 muestra el modelo utilizado en la modelación en Hec-Ras para los diversos escenarios para el Arroyo Los Filtros.



**Figura 11.-** Topografía del Arroyo Los Filtros en la zona del puente ferroviario.



**Figura 12.-** Modelo hidráulico HEC-RAS del arroyo en la zona del puente Arroyo Los Filtros



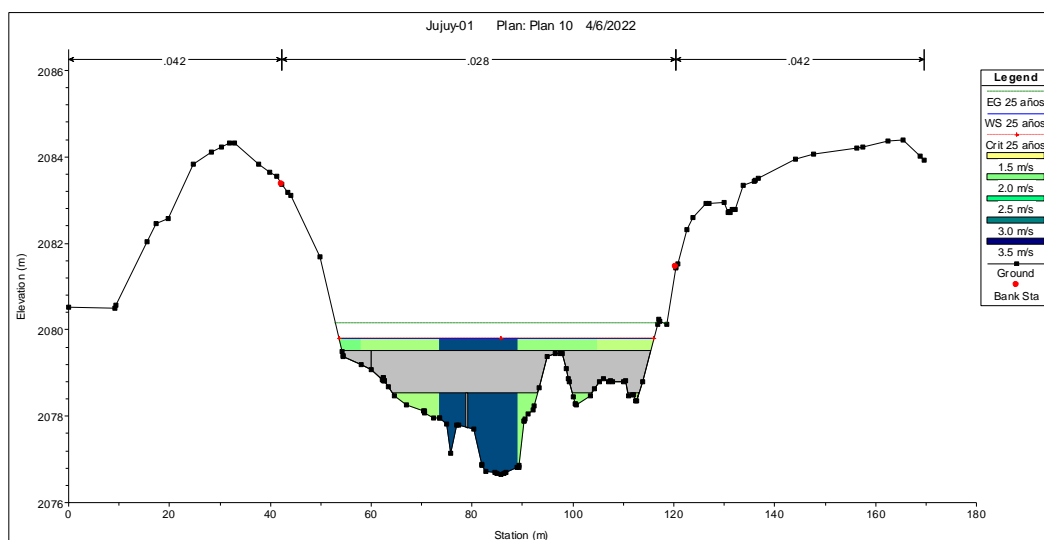
**Figura 13.-** Topografía del Arroyo Coiruro en la zona del puente ferroviario.

## RESULTADOS DE LA MODELACIÓN

Se analizó la implantación de la obra con las características entregadas obteniéndose resultados que evidencian capacidad insuficiente para conducir el caudal de diseño (Tr:100 años).

En las imágenes siguientes se puede apreciar el desborde sobre la estructura de acuerdo con esta simulación.

El modelo hidráulico mostró los siguientes resultados (ver figura 13) para el Arroyo Los Filtros.



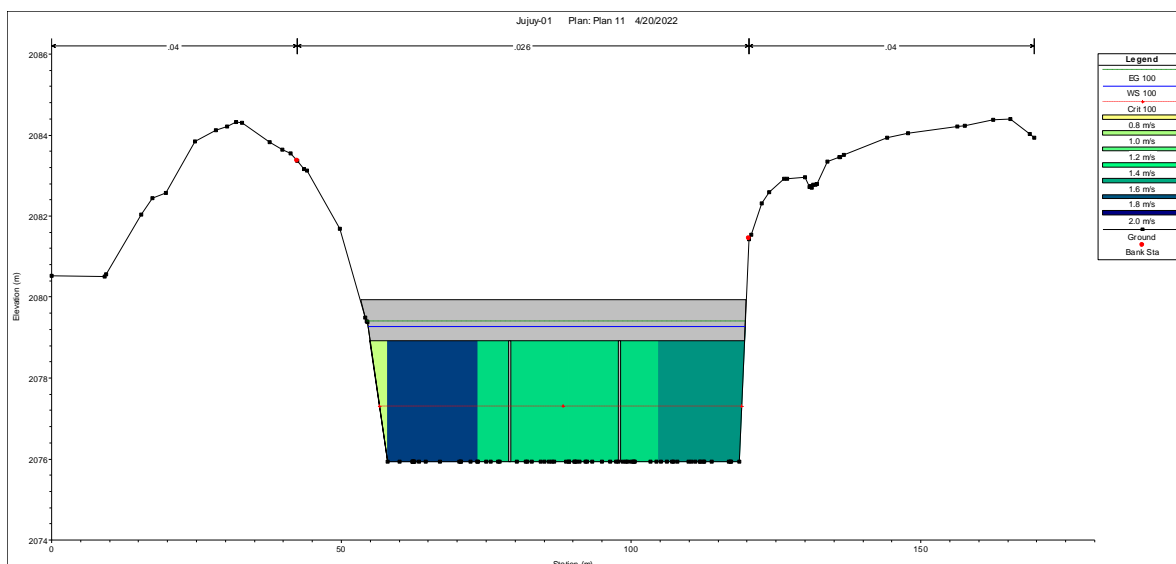
**Figura 14.-** Sección del Pte. N°1 – Arroyo Los Filtros. aguas arriba  $Q= 297m^3/s$ .

La figura 14 muestra que la sección de paso planteada con la topografía actual es insuficiente para permitir el escurrimiento de los caudales para 100 años de recurrencia. Las razones de que las obras actuales sean insuficientes, entre otras razones, están vinculadas a los procesos de transporte de sedimentos que se generan en estos tramos del arroyo que se encuentran próximos a la descarga al Río Grande. El planteo de las obras fue realizado con topografías no actualizadas.

Para salvar esta situación se procedió a implementar las acciones que se enuncian a continuación:

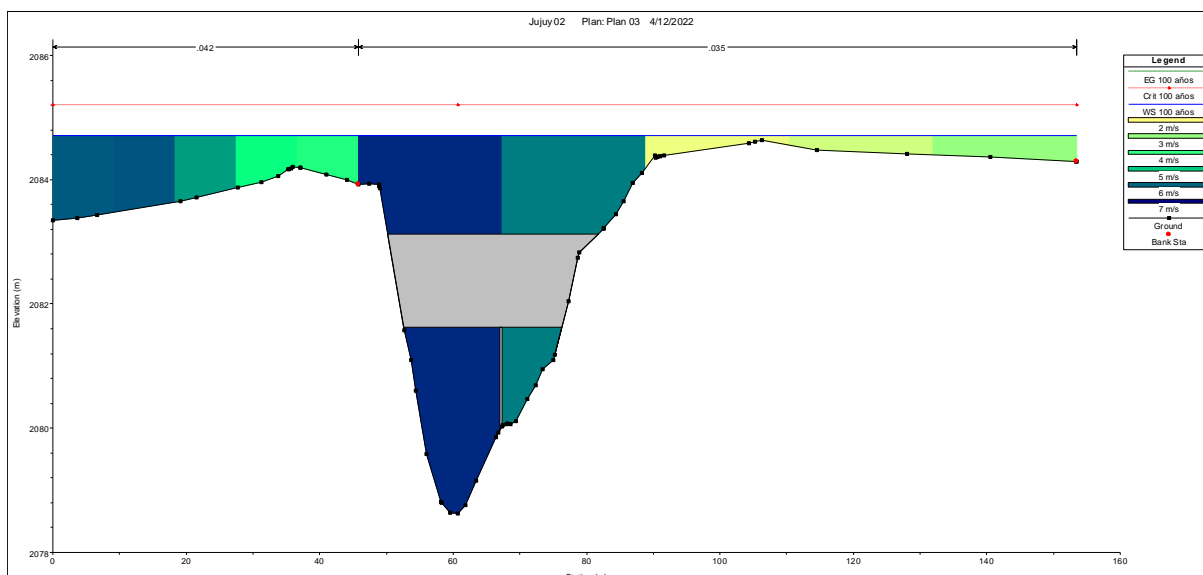
- Reperfilado del fondo del cauce.
- Reconformado de las márgenes.
- Incremento de la sección de los tableros laterales.

No obstante, no se logró que el tirante para el evento de 100 años no toque el tablero. La condición lograda posee un tirante que sobrepasa el fondo del tablero en aproximadamente 35 cm para el evento de 100 años de periodo de retorno (Figura 14).



**Figura 15.-** Sección del Pte. N°1 aguas arriba  $Q= 297\text{m}^3/\text{s}$  – Con adaptaciones

Para el Arroyo Coiruro la situación es similar como se aprecia en la figura 16.

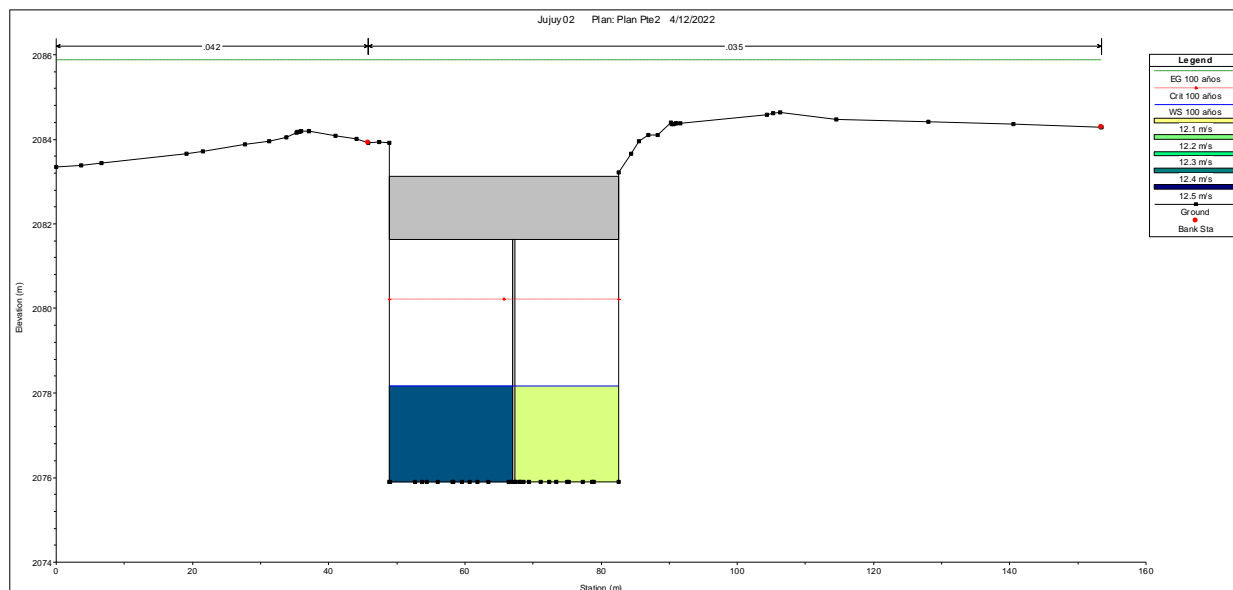


**Figura 16.** Sección del Pte. N°2 aguas arriba  $Q= 926.9\text{m}^3/\text{s}$

La figura 16 muestra que la sección de paso planteada con la topografía actual es insuficiente para permitir el escurrimiento de los caudales para 100 años de recurrencia.

Para salvar esta situación se procedió a implementar las acciones que se enuncian a continuación:

- Reperfilado del fondo del cauce.
- Reconformado de las márgenes.



**Figura 17.** Sección del Pte. N°2 – Arroyo Coiruro aguas arriba  $Q= 926.9\text{m}^3/\text{s}$  – Reconformada. Pte. N°2

## COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

Los resultados muestran que, como es sabido, en estos ríos se producen modificaciones importantes en sus lechos que dificultan la ejecución de obras de infraestructura vial y ferroviaria.

En función de los resultados y para estos casos en particular; para permitir el escurrimiento de los caudales de 100 años de recurrencia se pueden plantear diversas acciones:

- Reperfilado del fondo del cauce.
- Reconformado de las márgenes.
- Incremento de la sección de los tableros laterales.

Debe tenerse en cuenta especialmente que no es factible levantar la rasante de la vía por los costos que esto implicaría dado que las pendientes longitudinales para un ferrocarril son mucho menores que para una ruta.

Esto lleva a la necesidad de plantear readecuaciones del cauce y modificaciones en el diseño de las obras de arte para permitir el paso de los caudales en forma segura.

El aumento de los vanos del puente requiere adecuaciones en planta del río mientras que las obras de limpieza del río para mejorar la capacidad de transporte implicarán además de obras de mantenimiento permanente que garanticen la sección de paso.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- <https://www.hec.usace.army.mil/software/hecras/>  
<https://www.hec.usace.army.mil/software/hechms/>  
<https://www.argentina.gob.ar/sites/default/files/19.pdf>  
<https://earth.google.com/>

## FORMULACIÓN DE FUNCIÓN PARA MINIMIZAR COSTOS DE OPERACIÓN EN PLANTAS DE BOMBEO UTILIZANDO PROGRAMACIÓN DINÁMICA

José Luis Salinas Estévez<sup>1</sup>, Rafael Bernardo Carmona Paredes<sup>2</sup> y Alejandro Sánchez Huerta<sup>1</sup>

Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, México<sup>1</sup>

Sistema de Aguas de la Ciudad de México, México<sup>2</sup>

jsalinase@ii.unam.mx, rafael.carmona@sacmex.cdmx.gob.mx, asanchezh@ii.unam.mx

### RESUMEN:

Para dos estaciones de bombeo que forman parte de una línea primaria de abastecimiento de agua potable en la Ciudad de México, se establece un modelo matemático para reducir el costo de operación de dichas plantas mediante el ajuste del flujo de agua en diferentes secciones de tiempo.

Se hace uso de la programación dinámica estocástica a fin de determinar el modelo matemático. Para la utilización de esta metodología se define una función objetivo con el fin de maximizar los beneficios de operar las plantas de bombeo o minimizar los costos de dicha operación. Las variables involucradas en la función se relacionan con las características de las bombas y los costos involucrados en suministrar, o no, un determinado volumen de agua. Dichos costos se miden por medio del consumo de energía eléctrica y la necesidad de proporcionar agua a través de tanques cisterna, así como el posible desabasto de agua en el cárcamo de bombeo o un potencial exceso de agua en el tanque de succión derivado de un mesurado suministro de agua.

Con base en mediciones de caudales registrados en la entrada y salida de las plantas de bombeo, se determinan parámetros necesarios para la aplicación de la programación dinámica y se realiza un código que permita obtener la política óptima de operación de las estaciones de bombeo en tres diferentes etapas de un día. Dicha política consiste en determinar las extracciones de volumen que tienen que existir en cada uno de los cárcamos dependiendo de la cantidad inicial de agua que tengan estas estructuras.

### ABSTRACT:

A mathematical model is established to reduce the operation pump stations cost which are part of a main pipeline that provides water to Mexico City. The cost reduction is made through some adjustments to water outputs coming from the pump stations.

Stochastic dynamic programming is used to achieve the mathematical model. This optimization method needs an objective function to maximize the operations benefits or reduce the operation costs. Variables which are part of the function are related with pumps characteristics and costs involved in supplying water. Those costs are measured by electrical energy consumption and the need to deliver water through private providers, as well as the possible shortage of water in the pump station or a potential excess of water in the suction tank derived from a measured water supply

With flow measurements taken at inlet and outlet of pump stations, some parameters are determined to apply dynamic programming, likewise, a code is written to obtain an optimal operation policy of pump stations in three different stages day. The policy determines the volume extractions that must exist in each tank depending on initial water amount.

**PALABRAS CLAVES:** optimización; función objetivo; plantas de bombeo

## INTRODUCCIÓN

La creciente demanda de consumo de agua en las ciudades hace que los sistemas de suministro se tornen cada vez más complejos. Dependiendo de las variables a ser consideradas y de los objetivos a ser tomados en cuenta, la tarea de optimizar la programación de bombeo se vuelve también una tarea complicada y de vital importancia.

La Zona Metropolitana del Valle de México recibe el agua de tres fuentes principales: alrededor de 70% se obtiene de pozos de extracción subterránea y el resto se obtiene de fuentes externas (Sistemas Lerma y Cutzamala). En la Ciudad de México, el suministro de agua se realiza a partir de bombeos que distribuyen el líquido a diferentes sectores en que se divide la metrópoli, sin embargo, la operación de sistemas de bombeo implica altos costos para los organismos encargados del suministro de agua, en consecuencia, resulta importante reducir estos costos con una correcta programación del bombeo (Vanegas-Gallardo, 2018).

Debido al gran avance en el campo de la optimización y su probada utilidad, se propone una resolución de la programación óptima de un bombeo como un problema de optimización (Sotelo et al., 2001). En general, una estación de bombeo cuenta con un conjunto de máquinas hidráulicas que proveen agua a uno o más tanques. Estas bombas trabajan combinadas para suministrar la cantidad de agua necesaria, atendiendo a las restricciones del problema como la capacidad máxima del reservorio, por lo tanto, algunas bombas pueden estar encendidas y otras apagadas.

Programar el bombeo en una estación consiste en establecer la combinación de máquinas a utilizarse en cada intervalo de tiempo del horizonte de planificación (Ramos, 2010). Una programación óptima puede definirse entonces, como aquella que cumpla con las restricciones del problema, pero que además optimice los objetivos establecidos. En principio, programación del tipo dinámica puede ser aplicada para disminuir el costo de la energía eléctrica del bombeo o maximizar los beneficios.

La programación dinámica es una técnica matemática orientada a la solución de problemas, con decisiones secuenciales en etapas sucesivas donde se debe minimizar el costo de dichas decisiones. En cada etapa se valora, no solo el costo actual de tomar una decisión, sino los costos futuros que se originan de ella. Para la utilización de dicha técnica es necesaria la definición de etapas, estados y decisiones.

En cada etapa se evalúa la decisión óptima para cada uno de los estados y cada estado guarda toda la información necesaria para tomar las decisiones futuras sin necesidad de conocer cómo se ha alcanzado dicho estado (Kairong et al., 2012). Es un procedimiento recursivo que se resuelve de manera iterativa incorporando, cada vez, mayores partes del problema.

Al optimizar el capital de un mecanismo utilizado perpetuamente, como lo es el bombeo, los recursos económicos racionalizados pueden derivar en un monto considerablemente alto y, por lo tanto, el organismo encargado del abastecimiento de agua potable puede enfocar el capital económico y humano a la construcción de infraestructura hidráulica que contribuya al desarrollo integral sustentable de la Ciudad de México, por lo tanto, se determina a manera de ejemplo la óptima operación de las dos plantas que forman parte del sistema Cerro del Judío-Cerro de la Estrella.

## METODOLOGÍA

Optimizar el proceso de bombeo en una de las líneas primarias de agua potable en la Ciudad de México permite que la institución encargada de prestar servicios públicos de suministro de agua pueda tomar decisiones clave para estandarizar los procesos y así contribuir al aumento de la productividad, reducir errores humanos al mínimo, ser capaces de tener mayor velocidad de respuesta ante los cambios y mejorar el manejo de la información sensible.

Actualmente el Sistema de Aguas de la Ciudad de México (SACMEX) cuenta con equipo de instrumentación y telemetría que permite registrar y conocer información para el correcto manejo de

los recursos hidráulicos en la ciudad. Utilizar dichos datos de forma práctica permite no solo tener conocimiento de los registros históricos, sino desarrollar técnicas que permitan ser más eficientes en el uso de los recursos, no solo materiales, sino también humanos y aprovechar al máximo la inversión.

El acueducto en estudio recibe agua de los Sistemas Cutzamala y Lerma e inicia en el punto denominado Trifurcación del Cerro del Judío, en la alcaldía Magdalena Contreras, a lo largo de su recorrido entrega agua a los tanques Mimosa, Lienzo, Cao y a la derivación Cerro del Hombre, llegando a la planta de bombeo Xotepingo, donde se le introduce carga para continuar hasta el pie del Cerro de la Estrella, donde se ubica la planta denominada Rebombero Estrella, para poder llegar a los tanques de distribución del Cerro de la Estrella, en Iztapalapa (Domínguez-Mora et al., 2019).

La planta de bombeo Xotepingo cuenta con ocho bombas iguales instaladas en paralelo, de tipo vertical, con un paso o etapa de impulsión. El arreglo permite la alimentación de las bombas desde un tanque de succión común (ver Figura 1).



Figura 1.- Cárcamo de succión y bombas de PB Xotepingo

Las dimensiones del tanque de succión son 8 m x 34 m con un tirante de 7 m, por lo tanto, el volumen del cárcamo es muy cercano a los 1900 m<sup>3</sup> (Domínguez-Mora et al., 2019). Cada bomba de esta planta fue diseñada para operar con carga de 32 m y gasto de 0.843 m<sup>3</sup>/s. En la Figura 2 se presenta un ajuste de las curvas características calculadas a partir de la curva original, estimando mediante las ecuaciones de afinidad un recorte del 0.9 del diámetro máximo para proporcionar los datos de diseño de las bombas de la Planta de Bombeo Xotepingo.

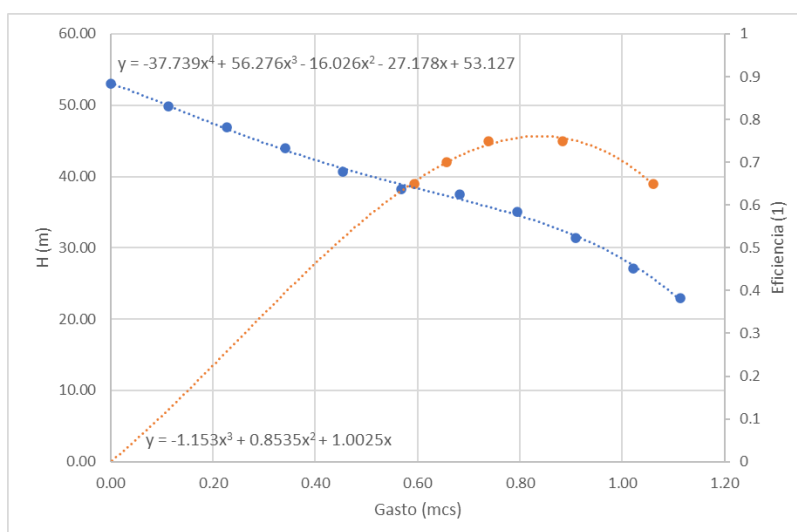


Figura 2.- Curvas correspondiente a los datos de placa: H=32 m y Q=843 lps

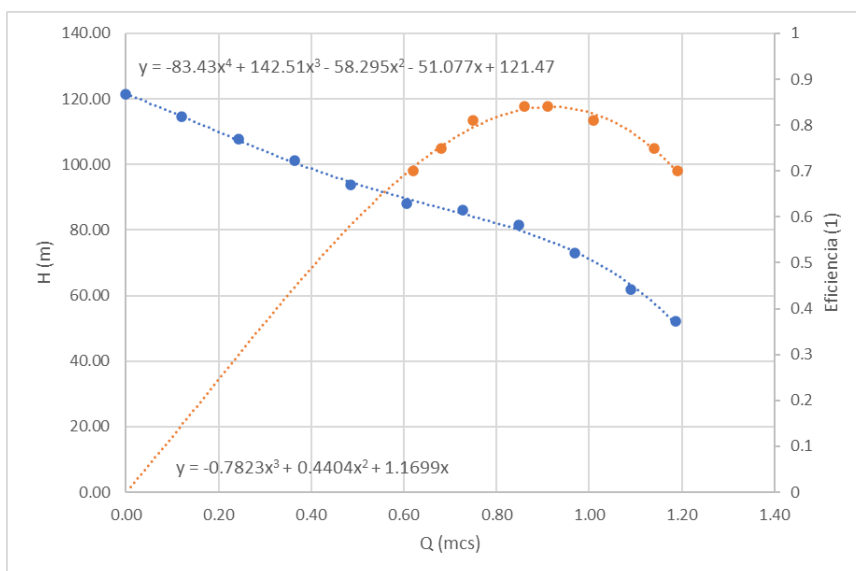
El Rebombero Estrella cuenta con cinco bombas verticales en paralelo instaladas en lata (autocontenidas). Las bombas se alimentan desde un tanque de succión común (ver Figura 3).





**Figura 3.-** Cárcamo de succión y bombas del Rebompeo Estrella

Las dimensiones del tanque de succión son, en la base, 10.5 m x 28.9 m con un tirante de 5 m, por lo tanto, el volumen del cárcamo es muy cercano a los 1500 m<sup>3</sup> (Domínguez-Mora et al., 2019). Los datos de placa de las bombas indican una carga de 70 m (con dos pasos) y gasto de 1.0 m<sup>3</sup>/s. En la Figura 4 se presentan las curvas características de las bombas calculadas a partir de las curvas originales del fabricante, estimando mediante las ecuaciones de afinidad un recorte del 0.96 del diámetro máximo para proporcionar los datos de placa.



**Figura 4.-** Curvas correspondiente a los datos de placa: H=70 m y Q=1 m<sup>3</sup>/s

La programación dinámica brinda la teoría matemática necesaria para la toma secuencial de decisiones bajo incertidumbre y brinda una regla de decisión que señala cómo actuar en cada estado a medida que ocurren determinadas acciones inciertas en cada etapa. Los parámetros usados en la programación dinámica pueden ser estocásticos o determinísticos. En el primer caso, uno o más parámetros del problema pueden ser modelados a través de datos aleatorios que pueden asociarse a una distribución de probabilidad, en cambio, los parámetros determinísticos no están asociados al azar, es decir, están completamente determinados por sus condiciones iniciales (Kairong et al., 2012).

Con base en las lecturas de caudal registrado a la entrada de los tanques de succión y la salida en las plantas de bombeo, es posible observar que no existe una correlación directa entre ambos conjuntos de datos, es decir, para un rango de clase, las frecuencias de sus histogramas son distintas a la entrada y salida del cárcamo de succión, por lo que es necesario utilizar la técnica de programación dinámica estocástica, que asocia probabilidades a los datos de entrada.

Para poder usar la técnica de optimización es necesario definir cada uno de los elementos de ésta. La etapa representa un periodo de tiempo, por lo tanto, para poder tener una política óptima es

necesario establecer una norma que permita comparar distintas políticas y así decir cuál es la mejor. Esa norma de comparación es la función objetivo, es decir, la relación matemática entre las variables de decisión.

Para efectuar la programación dinámica se siguen los pasos indicados a continuación:

- Definir las etapas de decisión secuencial
- Separar las variables del problema en variables de estado y de control. Las primeras definen el estado en el que se encuentra el sistema antes y después de la decisión, mientras que las variables de control son aquellas con las cuales se toma la decisión.
- Definir una ecuación de estado del sistema que relacione las variables de estado con las de decisión.
- Establecer una función objetivo que permita evaluar la contribución de cada etapa en la meta fijada.

## RESULTADOS

Con base en las características de las plantas de bombeo y de los equipos mecánicos mostradas anteriormente, se define el proceso de optimización aplicado al sistema de bombeo Cerro del Judío-Cerro de la Estrella.

### Paso 1. Definición de las etapas

Dado que la operación de las plantas de bombeo puede ser muy variable dependiendo de las condiciones que se tengan en la llegada de caudal, se optó por escoger un intervalo de tiempo que permita adecuar el manejo del sistema en caso de existir una modificación sustancial en el volumen de agua que recibe un cárcamo, no obstante, este tiempo no debe ser excesivamente corto de modo que no permita la manipulación de la maquinaria.

Los registros de caudales a la entrada del tanque varían a lo largo del día, por lo tanto, se propone plantear tres etapas en el día con base en los turnos de los operadores: la etapa 1 corresponde de las 24:00 a las 7:59 horas, la etapa 2 de las 8:00 a las 15:59 horas y la etapa 3 de las 16:00 a las 23:59 horas.

### Paso 2. Separación de variables

Al aplicar la programación dinámica a una planta de bombeo, las variables de estado pueden ser representadas por los niveles de almacenamiento, ya que definen el comportamiento de los cárcamos de succión de donde se quiere extraer una determinada cantidad de agua, mientras que las variables de decisión son los volúmenes de agua suministrados por el equipo o equipos de bombeo, es decir, la cantidad de agua que sale del cárcamo.

### Paso 3. Definición de ecuación de estado

La expresión que relaciona las variables de control y de estado es la ecuación de continuidad en los cárcamos, ya que involucra el almacenamiento inicial de la estructura con las posibles extracciones. La ecuación de continuidad en los tanques de succión, aplicada a un intervalo de tiempo, se expresa de la siguiente forma:

$$V_j = V_i + VI_j - VS_j \quad [1]$$

Donde:

$V_j$  volumen de agua en el cárcamo al final del intervalo de tiempo  
 $V_i$  volumen de agua en el cárcamo al inicio del intervalo de tiempo  
 $VI_j$  volumen de agua que ingresa en el intervalo de tiempo  
 $VS_j$  volumen de agua que sale en el intervalo de tiempo

Los cárcamos de bombeo que se encuentran en el sistema tienen un volumen útil que se puede dividir en un determinado número de intervalos. De acuerdo con las características físicas de las estructuras y de los ingresos y egresos de caudal, se propone que los volúmenes se dividan en intervalos de 100 m<sup>3</sup>. Al hacer la discretización, es posible escribir la ecuación anterior de la forma:

$$j = i + x - k \quad [2]$$

Donde:

$j$  volumen discretizado en el cárcamo al final del análisis  
 $i$  volumen discretizado en el cárcamo al inicio del análisis  
 $x$  volumen discretizado de ingreso al cárcamo en el tiempo de análisis  
 $k$  volumen discretizado de extracción al cárcamo en el tiempo de análisis

Si se consideran las variables de la ecuación de continuidad de forma discreta, entonces el beneficio de una etapa depende directamente del volumen extraído  $k$  y del almacenamiento  $j$  al final de la etapa.

#### Paso 4. Función objetivo

El objetivo de utilizar la técnica de programación dinámica para determinar las condiciones óptimas de operación es disminuir los costos, por lo tanto, se debe definir el beneficio asociado a la operación en cada etapa y, la suma de dichos beneficios en todas las etapas se debe maximizar. Por otro lado, en cada etapa existe la posibilidad de que se presente un desbaste o un exceso de agua en el cárcamo de bombeo, lo cual traería consecuencias negativas y, por lo tanto, disminución en los beneficios. La función objetivo, se puede formular de la siguiente manera:

$$FO = \sum_{n=1}^N (b_n - C_d - C_e) \quad [3]$$

Donde:

$b_n$  beneficios de bombear un volumen  $k$  de agua  
 $C_d$  posibles costos por desabasto de agua en el cárcamo  
 $C_e$  posibles costos por exceso de agua en el cárcamo  
 $k$  volumen de extracción al cárcamo en el intervalo de tiempo

- **Beneficios de bombear un volumen  $k$  de agua ( $b_n$ )**

Los beneficios, de manera simplificada, pueden expresarse como el ahorro de bombear una determinada cantidad de agua y no tener la necesidad de adquirir el líquido a través de otros medios particulares de distribución de agua potable, como tanques cisterna.

A dicho beneficio debe restarse la cantidad de agua no bombeada, es decir, la que permanece en los cárcamos y que pudo ser utilizada para el abastecimiento. Al no entregar un determinado volumen de agua, puede haber un costo asociado al consumo de tanques cisterna en ciertos puntos que demandan el consumo del líquido.

Finalmente, al beneficio obtenido del suministro de un volumen de agua debe sustraerse el costo de operación de las turbomáquinas, de forma que el beneficio de extraer un volumen  $k$  de agua del cárcamo queda representado como:

$$b_n = GBVA - CANB - CEBA \quad [4]$$

Donde:

$GBVA$  ganancia de bombear un volumen de agua

$CANB$  costo por agua no bombeada

$CEBA$  costo de energía eléctrica

El beneficio derivado del agua bombeada está directamente relacionado con el volumen que se extrae del cárcamo, es decir, la variable  $k$  y, el costo producido por el agua no bombeada está directamente relacionado con el volumen de agua que no se utilizó y que permanece en el cárcamo al final de la etapa de análisis, es decir, la variable  $j$ . Al beneficio también debe restarse el costo de la energía eléctrica consumida para bombear el volumen  $k$  de agua. El beneficio en cada etapa depende de las variables  $k, j$  y  $k$ , respectivamente.

Para poder determinar el costo de cada una de las partes que conforman el beneficio de bombear un volumen de agua, es necesario tener un referente económico mediante el cual puedan determinarse los costos de cada una de estas partes.

Las ganancias de bombear el agua y el costo por mantener el líquido en el cárcamo de bombeo fácilmente pueden representarse a través de los costos asociados al abastecimiento de agua a través de los tanques cisterna, comúnmente conocidos como pipas de agua.

Si se toma en cuenta el rango de precio de las suministradoras particulares de agua y el precio promedio nacional registrado en 2021, el costo de un tanque cisterna de 10 mil litros ( $10 \text{ m}^3$ ) puede redondearse a \$1,100 MXN.

Para obtener el costo de la energía eléctrica empleada para proveer agua, es necesario conocer el precio del kilowatt-hora que paga el organismo encargado de la distribución de agua a la Comisión Federal de Electricidad como proveedor de un servicio público. Si se usa la inflación promedio anual como un índice de aumento para los servicios públicos, el costo de la unidad de medida de la energía eléctrica, es decir kilowatt-hora, puede redondearse a \$3.0 MXN.

El ahorro desprendido del suministro de agua a través de la red se puede obtener a partir de multiplicar el volumen de agua enviado, en  $\text{m}^3$ , por el costo de un  $\text{m}^3$  de agua según los precios de los tanques cisterna, es decir, el precio de una pipa de agua es de \$1,100 MXN y entrega un volumen de 10 mil litros, por lo tanto:

$$GBVA(k) = \$110 * k \quad [5]$$

De forma análoga, para determinar el costo de agua no bombeada, es necesario hacer uso del costo promedio de las pipas que transportan un volumen de  $10\text{m}^3$ :

$$CANB(j) = \$110 * j \quad [6]$$

El costo de la energía eléctrica empleada para suministrar el líquido se puede expresar como:

$$CEBA(k) = \$3 * P_e(kW) * 1h \quad [7]$$

La potencia eléctrica utilizada por las plantas de bombeo puede obtenerse a través de la potencia hidráulica y la eficiencia global del conjunto motor-bomba. La potencia hidráulica que entrega una bomba se define como el producto del peso específico del agua por el gasto y carga de

bombeo. Como las variables que intervienen en la ecuación de estado son variables de volumen, es necesario expresar el gasto en términos de esta magnitud utilizando un intervalo de tiempo de una hora, asimismo, es posible calcular la eficiencia del conjunto motor-bomba como el producto de la eficiencia del motor y la eficiencia de la bomba. Esta última varía en función del gasto que circule por la bomba o, si se utilizan variables de volumen, la eficiencia de la bomba depende del volumen  $k$  de agua que salga del cárcamo, por lo tanto, la potencia eléctrica se puede escribir como:

$$P_e(kW) = \frac{9.81 * \frac{k}{3600} * H(k)}{\eta_e * \eta_b(k)} \quad [8]$$

Donde:

$H(k)$  es la carga que entrega la bomba, en m. Dicha carga está en función del gasto que circule por la bomba

$\eta_e$  es la eficiencia del motor eléctrico

$\eta_b(k)$  es la eficiencia de la bomba en función del gasto, o volumen, que circule por ella

En la expresión de la potencia eléctrica interviene la carga y la eficiencia de la bomba que se utiliza en cada una de las plantas que conforman el sistema analizado. Dado que los equipos electromecánicos no son iguales en ambas plantas, es necesario utilizar adecuadamente la expresión de carga y eficiencia de la bomba que corresponda a la planta analizada.

- **Posibles costos por desabasto de agua en el cárcamo**

Los costos asociados a los déficits pueden expresarse en función de cuánto se debe invertir en la compra de tanques cisterna para abastecer de agua determinados sectores. El desabasto ocurre cuando en el cárcamo no hay agua que pueda ser bombeada, por lo tanto, el déficit se presenta cuando el estado del cárcamo de succión de las plantas de bombeo, al final del intervalo de tiempo analizado, es menor al mínimo estado inicial que puede tener el tanque de succión.

Si se utiliza el costo promedio de un tanque cisterna con un volumen de  $10 \text{ m}^3$ , la expresión para calcular el costo por desabasto de agua en el cárcamo, en términos de las variables de estado discretizadas, es:

$$C_d = 110 \left[ \frac{\$}{\text{m}^3} \right] * |j - i_{min}| \quad [9]$$

- **Posibles costos por exceso de agua en el cárcamo**

Los costos asociados al posible exceso de agua en los cárcamos de bombeo están directamente relacionados con el estado final del tanque de succión después del intervalo analizado. Asimismo, el costo del superávit de agua puede expresarse en función de cuánto dinero se desperdicia si el agua se derrama y, esto ocurre, si el estado final del tanque de succión es mayor que el máximo estado físico que puede tener. De forma análoga a la obtención de los posibles costos por desabasto, para los costos de un posible derrame de agua en el cárcamo se utiliza el precio promedio de las pipas, por lo tanto, la ecuación se escribe:

$$C_e = 110 \left[ \frac{\$}{\text{m}^3} \right] * (j - i_{m\acute{a}x}) \quad [10]$$

Una vez obtenidas cada una de las partes que componen el beneficio de bombear un volumen de agua, es posible expresar la función objetivo. En dicha función se buscan maximizar los beneficios de bombear el agua a lo largo de diferentes días, es decir, se busca tener el máximo provecho en todo el tiempo que se bombea el agua, por lo tanto, la función objetivo se expresa como:

$$FO = \sum_{n=1}^N \left[ \begin{array}{l} 110k - 110j - \frac{3 \cdot 9.81 \cdot \frac{k}{3600} \cdot H(k)}{\eta_e \cdot \eta_b(k)} - \\ (110 * |j - i_{min}|) - \\ (110 * (j - i_{máx})) \end{array} \right] \quad [11]$$

Con la expresión anterior es posible entrar al método de optimización para determinar la política óptima de las plantas de bombeo. La programación dinámica estocástica se resuelve con un proceso hacia atrás definiendo un número de periodos en los que se va a realizar el cálculo de beneficios y, posteriormente, estos se consideran nulos.

Con base en los registros de caudal de entrada y salida en la PB Xotepingo y Cerro de la Estrella y haciendo uso de la función objetivo, se determinó la política óptima que minimiza los costos de operación de los equipos de bombeo en ambas plantas. Las condiciones de operación óptimas muestran los volúmenes que deben extraerse de los cárcamos de bombeo en función del volumen de agua disponible en los tanques de succión.

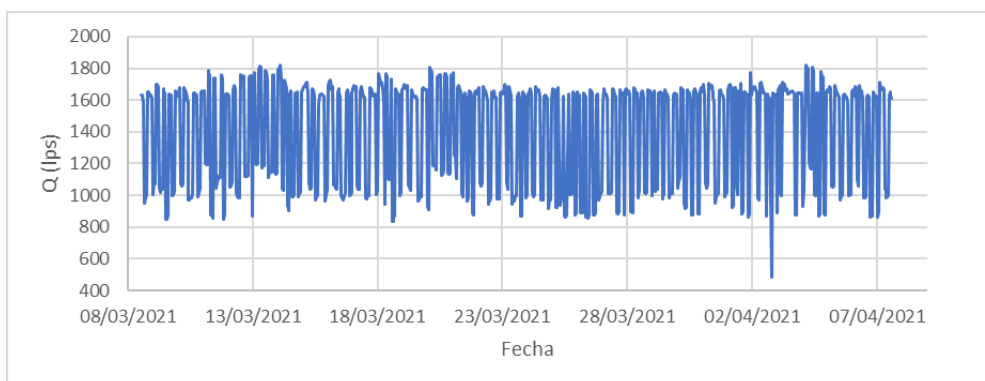
De acuerdo con las dimensiones de los cárcamos de bombeo se definieron 19 posibles estados para la PB Xotepingo y 15 para el Rebombeo Estrella. Cada estado con un volumen de 100 m<sup>3</sup>.

Con los datos registrados de caudal a la entrada y salida de cada una de las plantas de bombeo, se hizo un análisis para determinar el volumen máximo de agua que entró y salió. Dado que los cárcamos de succión no tienen una gran capacidad de regulación, todo el caudal que entra es bombeado.

En determinadas circunstancias, el bombeo es detenido para que el tirante en las estructuras aumente, pero, posteriormente, el agua acumulada durante el paro de los equipos es enviada, por lo tanto, no hay una retención considerable en los cárcamos, de modo que es posible considerar que los registros que se tienen de salida corresponden a los ingresos que se tienen en las plantas de bombeo. En el caso de PB Xotepingo, el volumen máximo de salida registrado en una hora fue de 6500 m<sup>3</sup>, mientras que en el Rebombeo Estrella 7100 m<sup>3</sup>.

Las probabilidades de ingreso para cada una de las etapas se determinaron a través de histogramas de frecuencia con intervalos de clase de 100 m<sup>3</sup>.

La Figura 5 muestra los registros de caudales que ingresaron a la PB Xotepingo durante un periodo de 30 días, dichos valores se registraron en tiempo real, minuto a minuto. A partir de dos datos consecutivos se calcula el volumen que entra tomando el tiempo transcurrido entre las dos lecturas. Para el Rebombeo Estrella se hizo un procedimiento analogo al de PB Xotepingo para determinar los volúmenes que se introdujeron al tanque de succión.



**Figura 5.-** Registro de caudal a la entrada de PB Xotepingo

Se hizo el proceso recursivo en orden cronológico descendente para determinar los beneficios totales en cada una de las etapas de los días de análisis, para finalmente obtener cuáles deben ser las extracciones que se deben realizar a los cárcamos cada hora. La Tabla 1 muestra las extracciones que deben existir en la PB Xotepingo, dependiendo del volumen que tenga el cárcamo.

**Tabla 1.-** Política óptima de operación, PB Xotepingo

Estado inicial del cárcamo (m <sup>3</sup> )		Extracciones (m <sup>3</sup> )		
		Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3
0	99.9	6500	5800	5800
100	199.9	6500	5800	5800
200	299.9	6500	5800	5800
300	399.9	6500	5800	5800
400	499.9	6500	5800	5800
500	599.9	6500	5800	5800
600	699.9	6500	5800	5800
700	799.9	6500	5800	5800
800	899.9	6500	5800	5800
900	999.9	6500	5800	5800
1000	1099.9	6500	5800	5800
1100	1199.9	6500	5800	6500
1200	1299.9	6500	5800	6500
1300	1399.9	6500	5800	6500
1400	1499.9	6500	5800	6500
1500	1599.9	6500	5800	6500
1600	1699.9	6500	5800	6500
1700	1799.9	6500	5800	6500
1800	1900	6500	5800	6500

La Tabla 2 muestra el volumen que tiene que salir del cárcamo del Rebombeo Estrella cada hora en función del estado que éste tenga y la etapa que se analice.

**Tabla 2.-** Política óptima de operación, Rebombeo Estrella

Estado inicial del cárcamo (m <sup>3</sup> )		Extracciones (m <sup>3</sup> )		
		Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3
0	99.9	6000	5500	5500
100	199.9	6000	5500	5500
200	299.9	6000	5500	5500
300	399.9	6000	5500	5500
400	499.9	6000	5500	5500
500	599.9	6000	5500	5500
600	699.9	6000	5500	5500
700	799.9	6000	5500	5500
800	899.9	7000	5500	5500
900	999.9	7000	5500	5500
1000	1099.9	7000	5500	5500
1100	1199.9	7000	5500	5500
1200	1299.9	7000	5500	5500
1300	1399.9	7000	5500	5500
1400	1500	7000	5500	5500

## CONCLUSIONES

Con base en los resultados de la Tabla 1, es posible afirmar que para la etapa 1 de PB Xotepingo, se deben extraer  $6500 \text{ m}^3$  de agua por hora, independientemente del estado del cárcamo, mientras que para la etapa 2, debe salir un volumen de  $5800 \text{ m}^3$  cada hora sin importar el volumen que tenga el tanque de succión. En la etapa 3, si el volumen del cárcamo se encuentra entre 0 y  $1099.9 \text{ m}^3$ , se debe bombear cada hora un volumen equivalente a  $5800 \text{ m}^3$ , pero si el tanque de succión tiene entre  $1100$  y  $1900 \text{ m}^3$ , la cantidad de agua que debe salir es  $6500 \text{ m}^3$ .

Los resultados del Rebombeo Estrella muestran que si en la etapa 1 el tanque de succión tiene un volumen entre 0 y  $799.9 \text{ m}^3$ , la extracción por hora que debe existir es de  $6000 \text{ m}^3$ , pero si el volumen del cárcamo es superior, la cantidad de agua que se debe bombear por hora es  $7000 \text{ m}^3$ . Para las dos siguientes etapas, independientemente del estado del cárcamo, la extracción que debe existir es de  $5500 \text{ m}^3$  por hora.

Para que los equipos de bombeo en ambas plantas puedan proporcionar el volumen solicitado en una hora, es necesario que existan paros y arranques, debido a que los gastos de operación con una y dos bombas en paralelo no coinciden exactamente con la extracción que debe existir. Al proponer intervalos de operación de las bombas en una hora, es posible solventar los volúmenes óptimos de salida. Si se desean evitar las maniobras de paro y arranque, una alternativa para proporcionar los volúmenes de bombeo que minimicen los costos de operación, es la instalación de variadores de la velocidad de giro de las bombas, o bien de equipos de bombeo complementarios que proporcionen menos caudal y flexibilicen la cantidad de agua que puede ser enviada.

El código desarrollado en una plataforma de programación y que fue utilizado para la determinación de la política óptima de las plantas de bombeo del sistema, a través de programación dinámica estocástica, puede ser adaptado fácilmente a diferentes plantas de bombeo, sólo es necesario modificar, en la función objetivo, la expresión que relaciona el gasto con la carga y la eficiencia, asimismo, el código puede ser aplicable para diferentes etapas, estados, extracciones e ingresos con sus respectivas probabilidades de ocurrencia.

La formulación de la función objetivo es uno de los temas medulares de la investigación. Si ésta no se desarrolla de forma correcta involucrando todas las variables necesarias, los resultados de la política determinada pueden no ser los más adecuados y, consecuentemente, no cumplir con el objetivo de maximizar los beneficios a través de la minimización de los costos de bombeo.

## REFERENCIAS

- Domínguez-Mora, R., Capella-Vizcaíno, A., Osnaya-Romero, J., Sánchez-Huerta, A., Rodal Canales, E. A., Esquivel-Garduño, G., Santana-Soto, O. A., Rodríguez-Hidalgo, B., Escalante-Severiano, L. E., Vázquez-Martínez, R. A., & Quiroz-Estupiñan, Y. C.** (2019). *ESTUDIO PARA DEFINIR EL MEJORAMIENTO DE LA OPERACIÓN DE LAS LÍNEAS PRIMARIAS DE LA CDMX. MEJORAR EL SERVICIO DE AGUA POTABLE EN LA CIUDAD DE MÉXICO.*
- Kairong, L., Zuo, K., Wang, J., & Gao, W.** (2012). Dynamic Programming Example Analysis of a Pump Station. *Physics Procedia*, 24, 1796–1800. [https://www.researchgate.net/publication/271615566\\_Dynamic\\_Programming\\_Example\\_Analysis\\_of\\_a\\_Pump\\_Station/fulltext/55e08d3008aeb1a7cc49c0d/Dyna-mic-Programming-Example-Analysis-of-a-Pump-Station.pdf](https://www.researchgate.net/publication/271615566_Dynamic_Programming_Example_Analysis_of_a_Pump_Station/fulltext/55e08d3008aeb1a7cc49c0d/Dyna-mic-Programming-Example-Analysis-of-a-Pump-Station.pdf)
- Ramos, A.** (2010). Programación dinámica (DP). *Universidad Pontificia Comillas*. [https://pascua.iit.comillas.edu/aramos/simio/transpa/s\\_dp\\_ar.pdf](https://pascua.iit.comillas.edu/aramos/simio/transpa/s_dp_ar.pdf)
- Sotelo, A., Basulado, J., Doldán, P., & Barán, B.** (2001). Algoritmos Evolutivos Multiobjetivo Combinados para la Optimización de la Programación de Bombeo en Sistemas de Suministro de Agua. *Jornadas de Informática y Telecomunicaciones - Conferencia de Informática y Tecnología Aplicada*. [https://www.cnc.una.py/publicaciones/1\\_53.pdf](https://www.cnc.una.py/publicaciones/1_53.pdf)
- Vanegas-Gallardo, A.** (2018). *Distribución de agua potable en la Ciudad de México*. Almacén Digital II-UNAM. <http://www.ii.unam.mx/es-mx/AlmacenDigital/Notas/Paginas/Aguapotable.aspx>



## **ANÁLISIS DE OBRAS EN LOS ARROYOS DE LA CIUDAD DE SALTO PARA EL CONTROL DE INUNDACIONES PROVOCADAS POR EL RIO URUGUAY**

Santiago Narbondo, Luis Teixeira, Juan Sanguinetti, Sebastián Solari, Guillermo López, Christian Chreties y Federico Vilaseca

Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental (IMFIA)  
Facultad de Ingeniería – Universidad de la República  
Julio Herrera y Reissig 565 - Código Postal 11.300 - Montevideo – Uruguay Tels. (+598) 2714-2714  
e-mail: snarbondo@fing.edu.uy - Web: www.fing.edu.uy

### **RESUMEN:**

En este trabajo se analiza el diseño a nivel de pre-factibilidad de diques de protección en las desembocaduras en el río Uruguay de los dos arroyos urbanos de la ciudad de Salto. A su vez, se considera el diseño de diques de protección lateral en ambas márgenes de cada arroyo, con su correspondiente sistema de evacuación de pluviales de las cuencas internas. Finalmente se realiza una comparación de alternativas para discernir cual es la opción más viable para mitigar las inundaciones en la ciudad.

### **ABSTRACT:**

This work analyzes the pre-feasibility design of protection dikes at the mouths of the two urban streams of the city of Salto at the Uruguay river. At the same time, the design of lateral protection dikes on both banks of each stream is considered, with its corresponding system for the evacuation of rainwater from the internal basins. Finally, a comparison of alternatives to determine which is the most viable option to mitigate flooding in the city was made.

**PALABRAS CLAVES:** *mitigación de inundaciones, modelación hidrológica-hidrodinámica, estadística hidrológica*

## INTRODUCCIÓN

Las inundaciones fluviales son la principal catástrofe de origen natural en Uruguay. En particular en la zona litoral del río Uruguay, este es un problema muy frecuente que implica pérdidas económicas de gran importancia. Una de las ciudades más afectadas es la ciudad de Salto (Figura 1).

Las inundaciones provocadas por el aumento del nivel del río Uruguay en Salto se producen principalmente por el ingreso del agua por los cauces de los arroyos Sauzal y Ceibal. Estas inundaciones ocurren con alta frecuencia. El período de retorno del nivel del río Uruguay que corresponde a la cota 12 respecto al Cero del Puerto de Salto, en la cual inicia la inundación de viviendas, es de dos años.

El presente trabajo analiza el diseño a nivel de prefactibilidad de diques de protección, con sus correspondientes estructuras de compuertas y sistemas de bombeo, en las desembocaduras de los dos arroyos urbanos. Por otro lado, se considera el diseño de diques de protección lateral en ambas márgenes de cada arroyo, con su correspondiente sistema de evacuación de pluviales de las cuencas internas.

El análisis realizado corresponde al nivel de pre-factibilidad y se centró en el comportamiento hidráulico de las estructuras propuestas, su viabilidad y el cálculo del riesgo asociado a su eventual fallo. Para esto se tomó como base el resultado del estudio de la probabilidad conjunta de los niveles máximos del río Uruguay y la precipitación en las cuencas en las que se ubica la ciudad de Salto.



**Figura 1.-** Ubicación de la ciudad de Salto.

## METODOLOGÍA

Para realizar el diseño de los diques primer lugar se realiza un análisis probabilístico de los datos de nivel del río Uruguay y de las precipitaciones en las cuencas de los arroyos Sauzal y Ceibal. Luego se

estudia el comportamiento de los sistemas fluviales involucrados y las obras planteadas mediante modelación hidrológica e hidrodinámica.

Para determinar el nivel de protección necesario que deben proveer las obras estudiadas se recurre al análisis de riesgo, mediante el uso de herramientas probabilísticas y de acuerdo a normativas internacionales actuales.

En primer lugar se consideró el diseño de diques de cierre o represas en las desembocaduras de los dos arroyos urbanos, Sauzal y Ceibal, junto con sus correspondientes estructuras de compuertas y sistema de bombeo.

Como una segunda alternativa se consideró el diseño de diques de protección lateral en ambas márgenes de cada arroyo, con su correspondiente sistema de evacuación de pluviales de las cuencas internas.

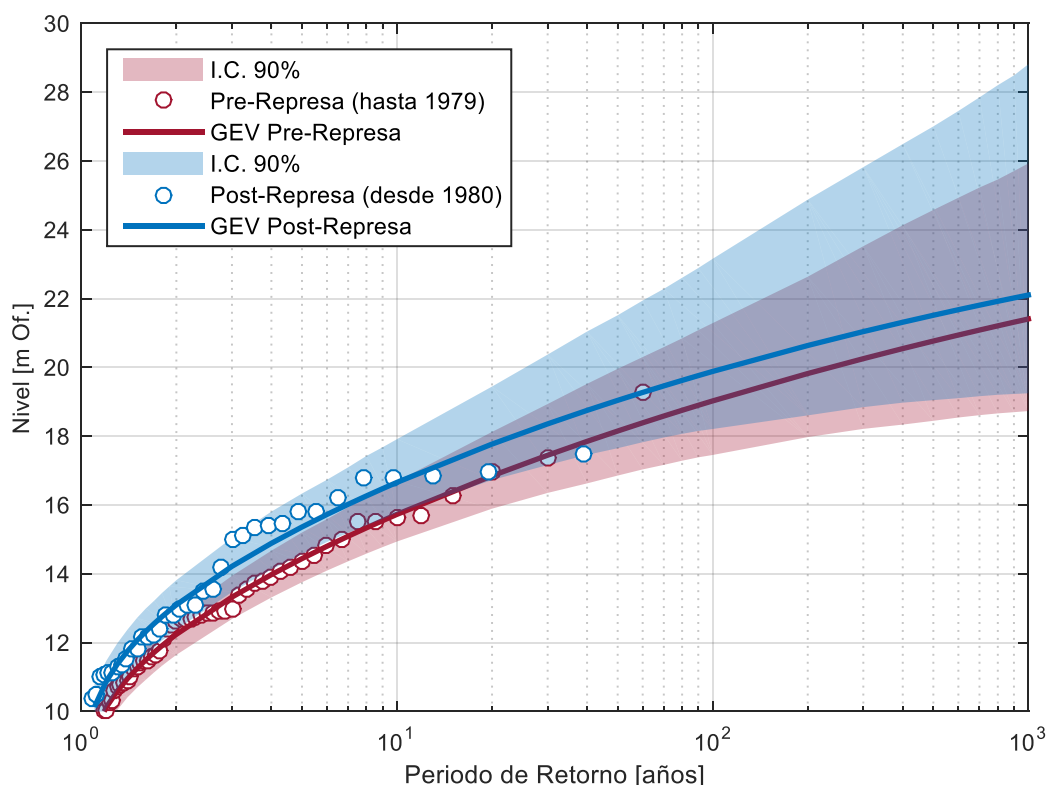
Finalmente se estudian las posibles soluciones estructurales y su costo económico para luego compararlas con el costo asociado al realojo de la población afectada.

## ANÁLISIS PROBABILÍSTICO DE DATOS DE NIVEL Y PRECIPITACIÓN

En primer lugar, se analiza la serie de nivel diaria del río Uruguay medida en Salto, la cual comprende el período 1921-2016. Esta serie se utiliza para analizar el régimen extremal de nivel del río en Salto, diferenciando entre los datos medidos previo a la construcción de la represa de Salto Grande (1921-1979) y los medidos luego de su construcción (1980-2016).

Para el análisis de extremos de nivel del río Uruguay se utiliza el método de máximos anuales. Las series de máximos valores anuales registrados en cada período se utilizan para ajustar una distribución de extremos generalizada (GEV) mediante el método de los L-Momentos (Figura 2). Para cada ajuste se estiman los intervalos de confianza (IC) centrados de 90% mediante bootstrapping no paramétrico.

En el caso de la precipitación se dispone de datos diarios de las estaciones INUMET-Salto (1971-2011) e INIA (1974-2017).<sup>8</sup>



**Figura 2.-** Régimen extremal (máximos anuales) de nivel del Río Uruguay, medido en Salto.

Para el análisis de extremos de precipitación diaria se utiliza el método de picos sobre el umbral (POT). Asumiendo que los datos diarios son independientes, se selecciona el umbral mediante el método de Solari et al. (2017). Luego, las series de valores que superan dicho umbral se utilizan para ajustar una distribución Pareto generalizada (GPD) mediante el método de los L-Momentos. Para cada ajuste se estiman los IC centrados de 90% mediante bootstrapping no paramétrico.

Para la caracterización de la ocurrencia conjunta de precipitación y nivel en el río Uruguay se utilizan los datos de precipitación de la estación INUMET-Salto, considerando únicamente el período posterior a la construcción de la represa de Salto Grande.

El objetivo es disponer de una distribución conjunta que, dado un evento extremo de precipitación, permita conocer la distribución de probabilidad del nivel del río Uruguay medido de forma simultánea.

La metodología utilizada es la siguiente:

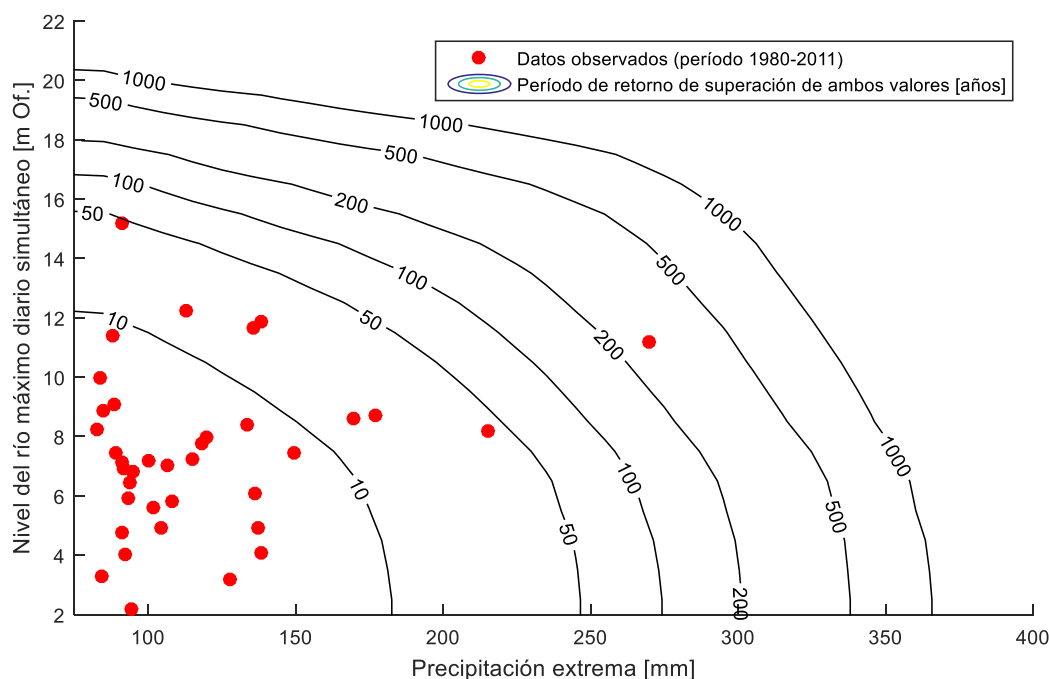
Identificación de eventos extremos de precipitación diaria en la estación INUMET-Salto y del máximo valor del nivel del río registrado en el día. Estos son los datos de partida para ajustar los parámetros del modelo.

Ajuste de las distribuciones de probabilidad marginales de ambas variables.

Ajuste de una copula para modelar la dependencia entre variables

Construcción de la distribución conjunta mediante simulación a partir de las funciones ajustadas en los pasos (2) y (3).

Para la definición de la serie de datos conjuntos se utiliza el período 1980-2011 (posterior a la construcción de la represa y limitado por la disponibilidad de datos de precipitación). La distribución conjunta de las variables se presenta en la Figura 3, en donde se expresa en términos del período de retorno de superación simultánea de distintas combinaciones de precipitación y nivel máximo diario concomitante.



**Figura 3.-** Distribución conjunta de precipitaciones extremas en INUMET-Salto y nivel máximo del río en el mismo día.

## MODELACIÓN HIDROLÓGICA-HIDRODINÁMICA

Para diseñar y evaluar el funcionamiento de las obras hidráulicas propuestas se realizó la modelación hidrológica de las dos cuencas más importantes que abarcan la ciudad de Salto. Los resultados de la modelación se emplearon como datos de entrada para la modelación hidrodinámica.

Dado el tipo de obras y los eventos de diseño, se opta por realizar la modelación con el método racional, utilizándose para calcular la tormenta de diseño una modificación del método del bloque alterno propuesto por el NRCS (USDA, 2010). Por las características de las obras planteadas, no solo se deben estudiar los valores pico de los eventos extremos sino también la variabilidad de la duración de estos.

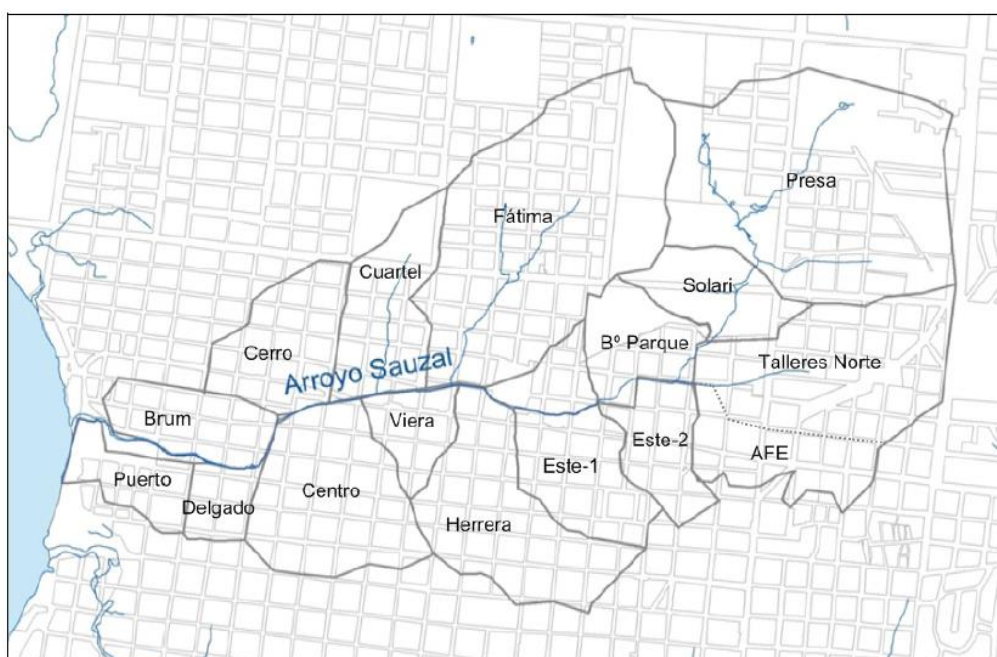
Se utiliza la misma tormenta en ambas cuencas, debido a que para un mismo periodo de retorno es de esperar que la precipitación no tenga gran variación espacial en la ciudad. Dicha tormenta se construye mediante el método del bloque alterno, pero con la salvedad de que la duración total de la tormenta se supone variable para evaluar el posible impacto de la acumulación del volumen escurrido en el caso de un represamiento.

Una vez obtenidas las tormentas, se procede a modelar los caudales escurridos aplicando la fórmula del método racional. Para la aplicación del método se dividen ambas cuencas en 16 subcuencas en cada caso (Figura 4 y 5) para que el método sea aplicable. Las principales características de las subcuencas se presentan en Tabla 1.

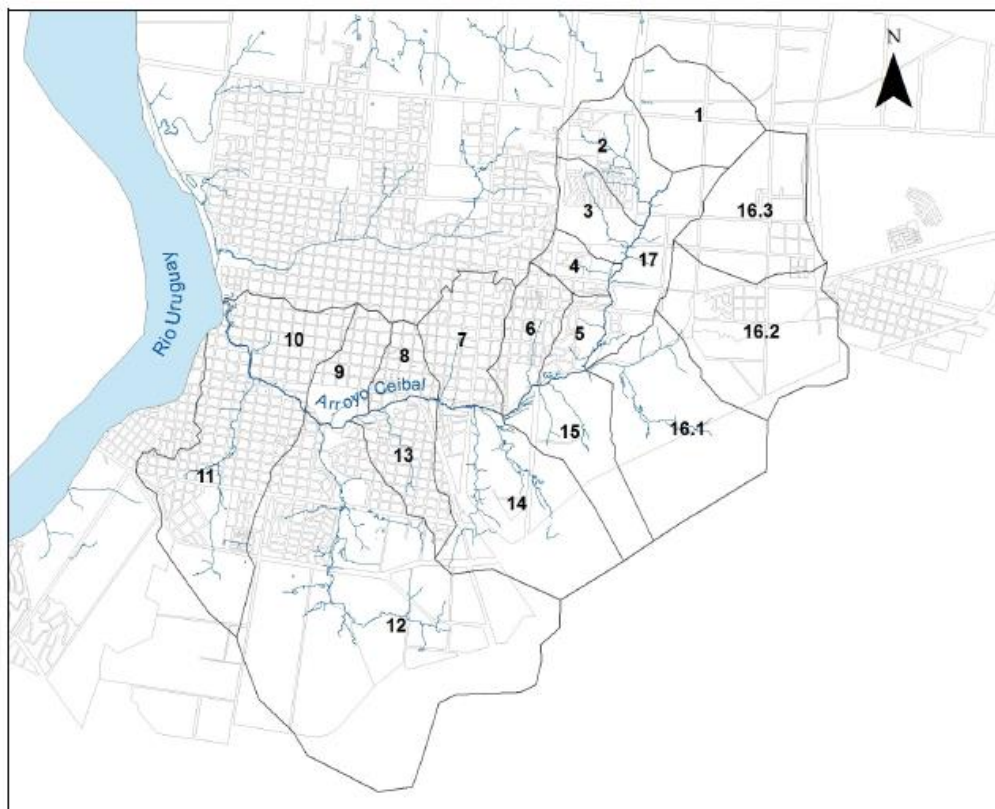
De esta manera se obtienen los hidrogramas de escorrentía para diferentes duraciones de tormenta, los cuales se emplean en el modelo hidrodinámico para evaluar el impacto de las obras propuestas frente a eventos de estas características.

En cuanto a la modelación hidrodinámica, los modelos comprendieron los cursos de ambos arroyos, desde sus nacientes hasta sus desembocaduras en el río Uruguay. La modelación se realiza utilizando el código computacional HEC-RAS 4.0 (USACE, 2010), desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos, que resuelve el sistema de ecuaciones en derivadas parciales que representan el flujo no estacionario a superficie libre (ecuaciones de De Saint Venant) en su forma unidimensional.

Una vez acoplado el modelo hidrológico-hidrodinámico, se estudia el comportamiento de las diferentes obras hidráulicas frente a eventos conjuntos de precipitación en la cuenca urbana y nivel alto en el río Uruguay.



**Figura 4.-** Subcuencas de aporte al arroyo Sauzal (IMFIA 2010)



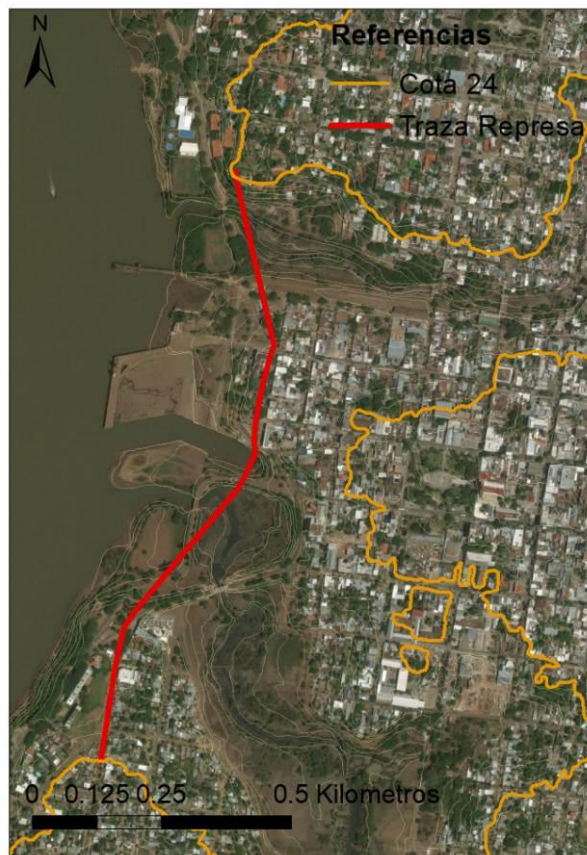
**Figura 5.-** Subcuencas de aporte al arroyo Ceibal (IMFIA 2010).

**Tabla 1.-** Principales características de la cuenca del arroyo Sauzal y Ceibal

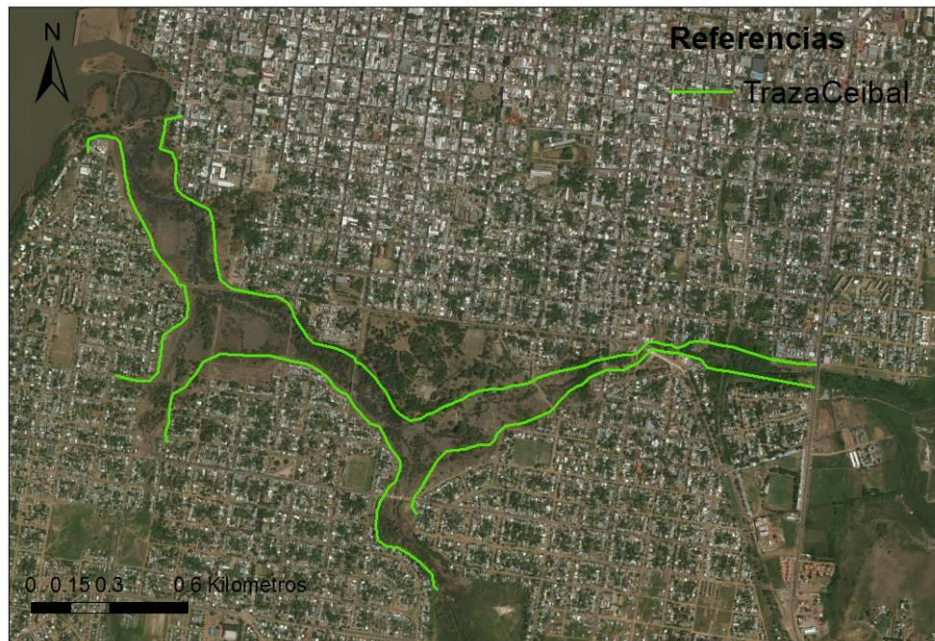
Subcuenca Sauzal	Nombre	Área (ha)	Tc (min)	Subcuenca Ceibal	Área (ha)	Tc (min)
1	Presa	95.5	19	1	132	28
2	Talleres Norte	69.7	22	2	93.2	28
3	Solari	18.3	17	3	64.3	24
4	B° Parque	18.2	17	4	37.3	15
5	AFE	9.1	3	5	41	8
6	Este-1	23.7	11	6	75.2	34
7	Este-2	16.5	12	7	110	31
8	Fátima	91.4	27	8	44.8	20
9	Herrera	40.1	21	9	68.9	28
10	Viera	11.6	6	10	97.5	24
11	Cuartel	25.9	14	11	284.6	55
12	Centro	41.8	13	12	796.5	92
13	Cerro	25.4	7	13	89.2	35
14	Delgado	8.5	7	14	270.7	41
15	Brum	18	4	15	132.2	37
16	Puerto	12.8	11	16.1	254	41

## ESTRUCTURAS PROYECTADAS

Para la construcción de represas de cierre en las desembocaduras de los dos arroyos (Figura 6) se consideran dos variantes: represas de materiales sueltos; represas de hormigón compactado a rodillo. A su vez se evalúa la construcción de diques laterales en las márgenes (Figuras 7 y 8). Se presentan las opciones estudiadas en Tabla 2.



**Figura 6.-** Traza de la represa correspondiente a los cierres de los arroyos Ceibal y Sauzal.



**Figura 7.-** Traza del dique lateral para el arroyo Ceibal.



**Figura 8.-** Traza del dique lateral para el arroyo Sauzal.

**Tabla 2.-** Opciones de obras consideradas

<b>Alternativa Considerada</b>	<b>Costo</b> [US\$*10 <sup>6</sup> ]
Represas de cierre en ambos arroyos	69
Dique lateral en arroyo Ceibal	74
Represa de cierre en arroyo Sauzal y dique lateral en arroyo Ceibal	90
Represas de hormigón en ambos arroyos sin sobrevertido	173
Represa de hormigón en arroyo Sauzal sin sobrevertido y dique lateral en arroyo Ceibal	134
Represas de hormigón con sobrevertido en ambos arroyos	181
Represa de hormigón con sobrevertido en arroyo Sauzal y dique lateral en arroyo Ceibal	131
Dique de defensa Norte (se agrega a los casos anteriores)	18
Realojo de habitantes por debajo de la cota	80

Para el caso de los diques laterales a lo largo de los cursos de los dos arroyos, la solución resulta posible solamente en el caso del arroyo Ceibal, ya que el alto nivel de intervención que presentan las márgenes del arroyo Sauzal imposibilita la construcción de este tipo de obras. A su vez, en todos los casos de construcción de obra, se deben agregar los costos de la defensa norte.

En cuanto a la alternativa de las represas de cierre en las desembocaduras de los arroyos Sauzal y Ceibal, construidas con materiales sueltos, para cumplir con los criterios de riesgo utilizados deberían tener una cota de coronamiento de 22.9 m respecto al cero local de Salto. Su costo estimado



sería de 69 millones de dólares a lo cual se deben agregar los 18 millones de la defensa norte. Sin embargo, dada la altura de las represas estas obras serían difícilmente viables ya que plantean una intervención muy importante, con fuertes impactos paisajísticos, aislando buena parte de la ciudad de su contacto natural con el río Uruguay. Además, a su costo inicial deberían agregarse los costos de mantenimiento de la propia obra civil, así como los costos operativos y de mantenimiento de las dos estaciones de bombeo necesarias.

La alternativa de represas de hormigón en ambos arroyos con barreras removibles queda descartada por su alto costo y su dificultad de cumplir con los requisitos de tolerabilidad al riesgo, ya que implica planes de manejo complejos, con la instalación de cierres removibles en situaciones de alerta. Su costo estimado supera los 170 millones de dólares. A estos costos deberían agregarse los costos operativos y de mantenimiento de las dos estaciones de bombeo necesarias.

La construcción de diques laterales a lo largo de los cauces resultó físicamente viable solamente para el caso del arroyo Ceibal. Esta alternativa debiera entonces combinarse con una represa en la desembocadura del arroyo Sauzal. A las dificultades ya señaladas para esas estructuras, aplicable ahora al caso de la represa en el arroyo Sauzal, se agrega la necesidad de construir y operar, en situaciones de crecida del río Uruguay, numerosas estaciones de bombeo que evacuen los caudales generados por las lluvias locales en las subcuencas interceptadas por los diques laterales del arroyo Ceibal. Por esas razones esta alternativa debe considerarse inviable.

Finalmente se considera la alternativa de realojo de población a partir de la cota 15.6, esta implicaría el traslado de aproximadamente 4.000 personas, cuyo costo puede estimarse en aproximadamente 80 millones de dólares. Esta medida podría llevarse a cabo en forma gradual, abaratando por lo tanto su costo financiero.

## CONCLUSIONES

El análisis y la comparación de las alternativas, permitió concluir que la alternativa más conveniente es evitar la construcción de estructuras de defensa al ingreso del río Uruguay por los cauces de los arroyos Sauzal y Ceibal y proceder, en cambio, al realojo de la población ubicada en sus planicies de inundación, por debajo de la cota 15.6 m respecto al cero local de Salto.

La alternativa de realojo analizada implicaría el traslado de aproximadamente 4.000 personas, cuyo costo puede estimarse en aproximadamente 80 millones de dólares. Esta medida podría llevarse a cabo en forma gradual, abaratando por lo tanto su costo financiero. El requisito imprescindible para su implementación es el desarrollo de una política de ordenamiento territorial firme y consecuente.

## REFERENCIAS

**IMFIA 2010.** *Estudio de los arroyos Sauzal y Ceibal.* Convenio Específico entre la Intendencia de Salto y la Universidad de la República. (Silveira L. et al. 2010).

**Solari S., Egüen M., Polo M.J., Losada M.A.** (2017) *Peaks Over Threshold (POT): A methodology for automatic threshold estimation using goodness of fit p-value*, Water Resour. Res. 53. doi:10.1002/2016WR019426.

**US Army Corps of Engineers.** (2010). *HEC-RAS River Analysis System.*

**USDA** (2010). *Part 630 Hydrology -National Engineering Handbook (NEH).* Natural Resources Conservation Service, U. S. Department of Agriculture, Washington, D.C

## USO EFICIENTE DEL AGUA EN PROYECTOS DE PROPIEDAD HORIZONTAL PARA CERTIFICACIÓN DE CONSTRUCCIÓN SOSTENIBLE

Joan Nathalie Suárez Hincapié, Jonathan Andres García Henao\*\*

Grupo de Trabajo Académico en Ingeniería Hidráulica y Ambiental, Facultad de Ingeniería y Arquitectura,  
Universidad Nacional de Colombia sede Manizales, Colombia  
jnsuarezh@unal.edu.co\*; jogarciah@unal.edu.co\*\*

### RESUMEN:

La densificación de la población, principalmente en las grandes ciudades como Bogotá, la capital de Colombia, trae consigo una serie de inconvenientes relacionados con la disponibilidad de los recursos naturales y de los servicios públicos. En el periodo comprendido entre 2012 y 2020 las unidades de planeación zonal (UPZ) 87 “Tintal sur” ubicada en el sur de la ciudad en la localidad de Bosa, presentó un acelerado proceso de construcción que terminó en un total de 21 conjuntos residenciales y 3 instituciones educativas. Los conjuntos residenciales construidos cuentan con 6 pisos y un número considerable de torres el cual oscila entre 23 y 35. Según el Departamento Administrativo Nacional de Estadística (DANE), para el censo nacional realizado en el 2018 la zona que ocupan estas construcciones representa un total de 13972 viviendas con una población de 34557 habitantes. Destacando que para el año del censo la ocupación de los conjuntos no había llegado al 100%. Debido a esto, se ha evidencia que el incremento de la densificación poblacional acarrea inconvenientes en la disponibilidad de los recursos y/o servicios públicos domiciliarios, como lo es el agua potable. En busca de generar alternativas que propicien el buen manejo del agua, se plantea el diseño de uso eficiente del agua con base en metodologías de certificación de construcción sostenible que a su que brinden un adecuado manejo del recurso y traiga beneficios para los residentes de los proyectos y las zonas donde se genera.

### ABSTRACT:

The densification of the population, mainly in large cities such as Bogotá, the capital of Colombia, brings a series of inconveniences related to the availability of natural resources and public services. In the period between 2012 and 2020, the zonal planning units (UPZ) 87 “Tintal sur” located in the south of the city in the locality of Bosa, presented an accelerated construction process that ended in a total of 21 residential complexes and 3 educational institutions. The residential complexes built have 6 floors and a considerable number of towers which ranges between 23 and 35. According to El INTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICAS (DANE), for the national census carried out in 2018 the area occupied by these buildings represents a total of 13,972 dwellings with a population of 34,557 inhabitants. Emphasizing that for the year of the census the occupation of the complexes had not reached 100%. Due to this, it has been shown that the increase in population densification causes inconveniences in the availability of resources and / or domestic public services, such as drinking water. With the purpose of generating alternatives that promote good water management, the design of efficient water use is proposed, based on sustainable construction certification methodologies that provide an adequate management of the resource and bring benefits for the residents of the projects and the areas where it is generated.

**PALABRAS CLAVES:** Uso eficiente del agua; construcción sostenible, certificación.

**KEYWORDS:** Efficient use of water, Sustainable construction, Reduction, Sustainable construction certifications

## INTRODUCCIÓN

Un aspecto que ha tomado fuerza en los últimos años en torno a la construcción es el interés de cara a la sostenibilidad y la sustentabilidad de las mismas, haciendo que en las últimas décadas se presente un crecimiento significativo de la construcción sostenible en busca de certificaciones que generen beneficios a los proyectos constructivos. Existen numerosas certificaciones de construcción sostenible a nivel mundial. Building Research Establishment Environmental Assessment Methodology (BREEAM) fue creada por la entidad británica Building Research Establishment (BRE) en el año 1990 y fue la primera certificación de construcción sostenible en todo el mundo (BREEAM ES, 2021) la cual, inicialmente era aplicada a edificios destinados a oficinas, hoy en día con presencia en más de 76 países según (Sartori et al., 2021). La mayoría pertenecientes al continente de Europa.

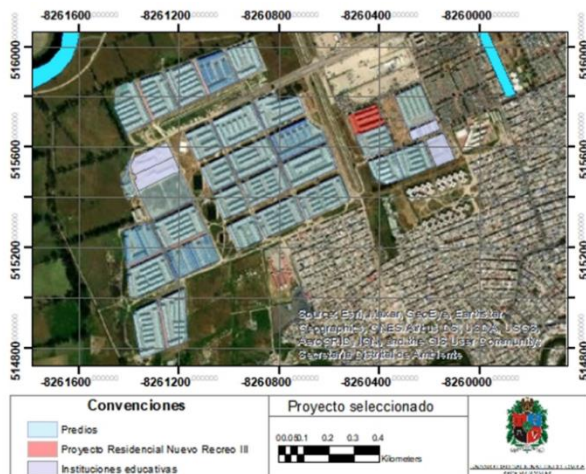
Leadership in Energy and Environmental Design (LEED), creada en 1993 por US Green Building Council (USGBC), como mecanismo de medición para proporcionar una hoja de ruta en el desarrollo de edificios sostenibles. Según Hu, (2021) esta corresponde a la certificación de construcción sostenible más utilizada en los Estados Unidos. Sin embargo Sartori et al., (2021) muestra que esta certificación es ampliamente utilizada en el mercado a nivel mundial, con presencia en más de 167 países.

Otras certificaciones como: Valoración de Eficiencia de Referencia De Edificios (VERDE) creada por Green Building Council España en el año 2008. Deutsche Gesellschaft für Nachhaltiges Bauen (DGNB) creada en 2007 por German Sustainable Building Council. y el sistema de certificación en construcción sostenible para la vivienda adaptado al contexto colombiano (CASA COLOMBIA) creado por el Consejo Colombiano de Construcción Sostenible, buscan generar entornos más amigables y saludables que respetan el medio ambiente reduciendo el consumo de energía y agua en las edificaciones, entre otras cosas.

El sistema de uso eficiente del agua del proyecto residencial Nuevo Recreo III, está fundamentado en la separación de los sistemas hidráulicos desde cada una de las viviendas, con el fin de conducir el 100% de las aguas grises generadas, para su posterior tratamiento y reutilización. El agua recuperada se utiliza para el suministro de agua a la totalidad de inodoros del proyecto residencial y pocetas de aseo destinadas para el lavado de pisos y fachadas, además de lo anterior, el sistema conduce y retiene el agua lluvia para el riego de jardines y zonas verdes. Evidenciando que es posible alcanzar un ahorro de agua potable de al menos 30% dentro de la edificación y hasta un 80% en el consumo de agua destinada para el aseo y limpieza del conjunto.

## DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

Para el diseño del uso eficiente del agua se utilizó como base de estudio la ubicación y distribución arquitectónica del proyecto de propiedad horizontal, conjunto residencial Nuevo Recreo Etapa III, el cual se ubica en la Calle 74 a sur N° 92 – 71. Este fue uno de los primeros construidos en la zona y su fue culminado en el año 2013. (Figura 24).



**Figura 24.-** Ubicación del conjunto residencial Nuevo Recreo Etapa III.

El proyecto residencial cuenta con un total de 30 torres de 6 pisos cada una, de las cuales, 4 tienen 2 apartamentos por piso mientras que las demás cuentan con 4 apartamentos en cada planta, un edificio de uso común donde se encuentra el gimnasio y lugares de reunión y esparcimiento para los habitantes. Debajo de esta edificación se encuentran el cuarto de bombas y tanque de almacenamiento de agua potable y agua recuperada. Junto a estas áreas, está localizada la infraestructura de servicios de energía, telefonía y residuos sólidos, en la parte frontal contigua a la calle 74 a sur, se ubica la caseta de vigilancia, administración y entrada principal.

## METODOLOGÍA

Para el diseño del sistema de uso eficiente del agua, se tuvo en cuenta los lineamientos de diferentes guías para obtención de certificación sostenible como son la BREEAM, LEED VERDE y CASA COLOMBIA. Se analizaron los aspectos de mayor relevancia en términos de eficiencia del agua, esto para cubrir las características más destacadas en la obtención de puntajes y que son relacionadas en los procesos metodológicos de las diferentes certificaciones y anotando que todas estas certificaciones presentan similitudes en los criterios de diseño para la obtención de un sistema eficiente del agua, donde se destacan principalmente la reducción del consumo de agua potable mediante elementos de bajo consumo, el uso de plantas nativas o de poco riego, la utilización de las aguas grises y pluviales, y la medición del consumo y prevención de fugas. En la Tabla 1, se relacionan los criterios utilizados por las certificaciones relacionadas en el presente documento.

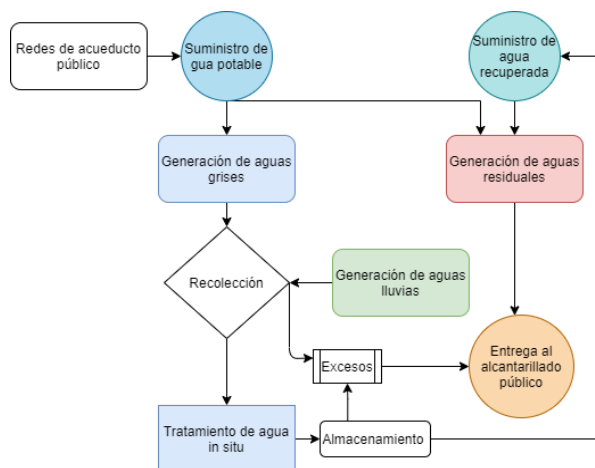
**Tabla 1.-** Criterios de sistema de uso eficiente del agua (adaptado de BREEAM ES, 2020, USGBC, 2019, CCCS, 2016, GBCe, 2011)

CERTIFICACIÓN	BREEAM	LEED	VERDE	CASA COLOMBIA
Criterios de uso eficiente del agua	Consumo de agua	Reducción del uso del agua	Consumo de agua potable	Uso eficiente del agua en interiores
	Detección y prevención de fugas	Paisajismo con eficiencia de agua	Retención de aguas lluvias	Medición y manejo del consumo de agua
	Equipos eficientes de agua	Tecnologías innovadoras para aguas residuales	Recuperación de aguas grises	Uso de plantas nativas o adaptadas
	-	Reducción del uso del agua de proceso	-	Uso del agua en exteriores
	-	-	-	Manejo de vertimientos generados durante la operación

Teniendo en cuenta los criterios de mayor relevancia para el uso eficiente del agua de las guías de certificación sostenible y la guía de construcción sostenible del MVCT, el diseño presentado se

enfocó en la recolección de las aguas grises y pluviales para la utilización en actividades dentro de la edificación como el suministro de agua para inodoros y en la parte exterior para riego de jardines, lavado de pisos y fachadas; el agua recolectada será tratada en la edificación hasta alcanzar las exigencias en términos de calidad según el uso al cual estará destinada, dando cumplimiento a los criterios establecidos en el Decreto 1594 de 1984, para el uso de la preservación de fauna y flora y considerando que es la actividad de mayor exigencia en términos de calidad.

En la **Figura 25**, se muestra el esquema general del sistema de uso eficiente del agua en el proyecto residencial Nuevo Recreo Etapa III.



**Figura 25.-** Esquema general del sistema de uso eficiente del agua, proyecto residencial nuevo recreo III

## INFORMACIÓN UTILIZADA

En cuanto a la arquitectura, luego de identificar una de las zonas que presenta mayor desarrollo de construcción de propiedad horizontal en la localidad de Bosa, se procedió a seleccionar uno de los conjuntos residenciales ubicados en esta zona, para así solicitar ante las entidades públicas pertinentes la información respecto a distribuciones arquitectónicas y la composición de las unidades de vivienda.

En términos de infraestructura hidráulica y relacionada con la prestación de servicios públicos de agua potable, de alcantarillado sanitario y de alcantarillado pluvial, la información se obtuvo por medio del sistema de información geográfica de la EAB donde se procedió a conocer el diámetro y dirección de las tuberías de los diferentes sistemas, además de información relevante como cotas de elevación, material, entre otros aspectos. En la Figura 26, se enseña la infraestructura hidráulica cercana a la zona del proyecto de los sistemas de agua potable, alcantarillado sanitario y alcantarillado pluvial.



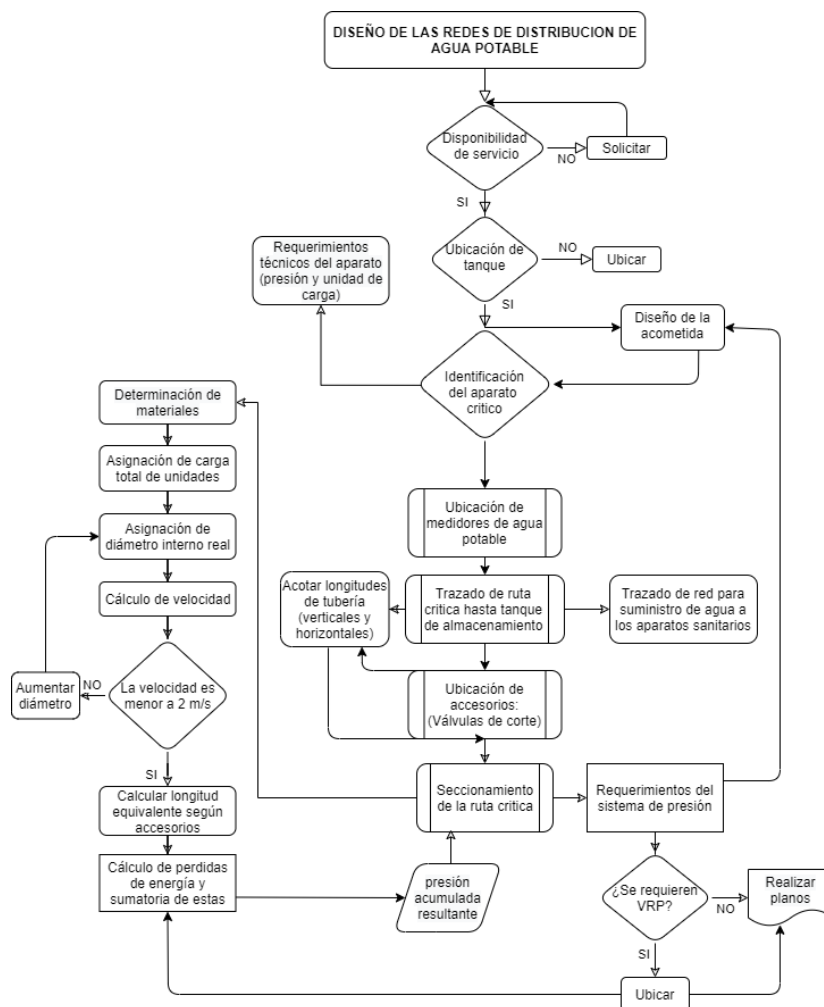
**Figura 26.-** Infraestructura de servicios públicos de acueducto, alcantarillado sanitario y alcantarillado pluvial

## DISEÑO DE LAS REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE

Para el diseño de la red se tuvo en cuenta una serie de pasos (**Figura 27**) que facilitaron el desarrollo de los diseños, y conducentes a la obtención de los diámetros requeridos para atender los aparatos sanitarios y a su vez, calcular la pérdida de energía y así determinar los requerimientos del sistema de presión a emplear en el proyecto residencial Nuevo Recreo etapa III.

Además de las redes de distribución, se contempla el diseño de los componentes del sistema de agua potable como lo es la acometida, el tanque de almacenamiento y el sistema de presión requerido. Para el cálculo del tanque de almacenamiento, el criterio tenido en cuenta fue el número de habitantes que este atenderá, considerando la dotación neta máxima según lo establece la Resolución 0330 de 2017, y un suministro igual a 24 horas de servicio, restando de este, el porcentaje de volumen que será compensado por el sistema de agua recuperada al implementar el sistema de uso eficiente. Además, el sistema de presión suplirá las pérdidas de energía totales que presenta el sistema de distribución de agua potable, brindando la altura dinámica necesaria para garantizar las características de funcionamiento exigidas por el aparato crítico.

Para el diseño de las redes sanitarias, se tuvieron en cuenta las aguas servidas producidas por los aparatos sanitarios como inodoro y lavaplatos, buscando la conducción hasta la conexión y entrega a las redes de alcantarillado público, teniendo en cuenta los criterios de diseño exigidos por la normatividad vigente en términos de redes hidrosanitarias la NTC 1500, (2020) y alcantarillados por la Resolución 0330, (2017). Así mismo, se realizaron los diseños de las redes de aguas grises y de ventilación y acompañadas de las redes de drenaje pluvial.



**Figura 27.-** Flujograma de diseño de redes de distribución de agua potable. Elaboración propia.

## SISTEMA DE TRATAMIENTO

El sistema de tratamiento seleccionado obedece en gran medida a la necesidad de reducción de costos en el tratamiento, evitando al máximo la utilización de compuestos químicos lo que acarrea, además del costo de los productos, la vinculación de personal calificado para su operación. Por otro lado, los procesos que requieran elementos mecánicos automáticos que consuman energía como mezcladores y no serán contemplados ya que el consumo energético eleva en gran parte costos de mantenimiento del sistema. Por ende, para evitar problemas relacionados con los olores y un mantenimiento económicamente alto, el tren de tratamiento a utilizar será en gran medida por procesos físicos, tamizado fino, desarenador, trampa de grasas, filtro de arena y antracita, filtro de carbón activado como proceso químico para eliminar metales pesados y otros componentes y un proceso de desinfección con cloro que permita eliminar los patógenos restantes.

Por lo anteriormente relacionado, la primera etapa del tratamiento contará, en este diseño, con una estructura de quietamiento en donde llegará el caudal de aguas grises y el caudal de aguas lluvias de forma separada, antes de ingresar a esta estructura se contará con un tamizado fino, con este proceso se busca eliminar en gran medida los sólidos en suspensión del efluente, siguiendo lo descrito en la Resolución 0330, (2017) donde la colocación de un militamiz o microcriba es capaz de retener hasta el 50% de estos sólidos, posterior a esto se ubica el desarenador, el cual se emplea para eliminar aquellas partículas pesadas como arena, grava o toda aquella cuyo peso específico sea mayor que el de la materia orgánica degradable (Romero, 2000). Luego de esta estructura el caudal de agua tanto gris como pluvial pasan a la trampa de grasas con la que se pretende separar las grasas y aceites del

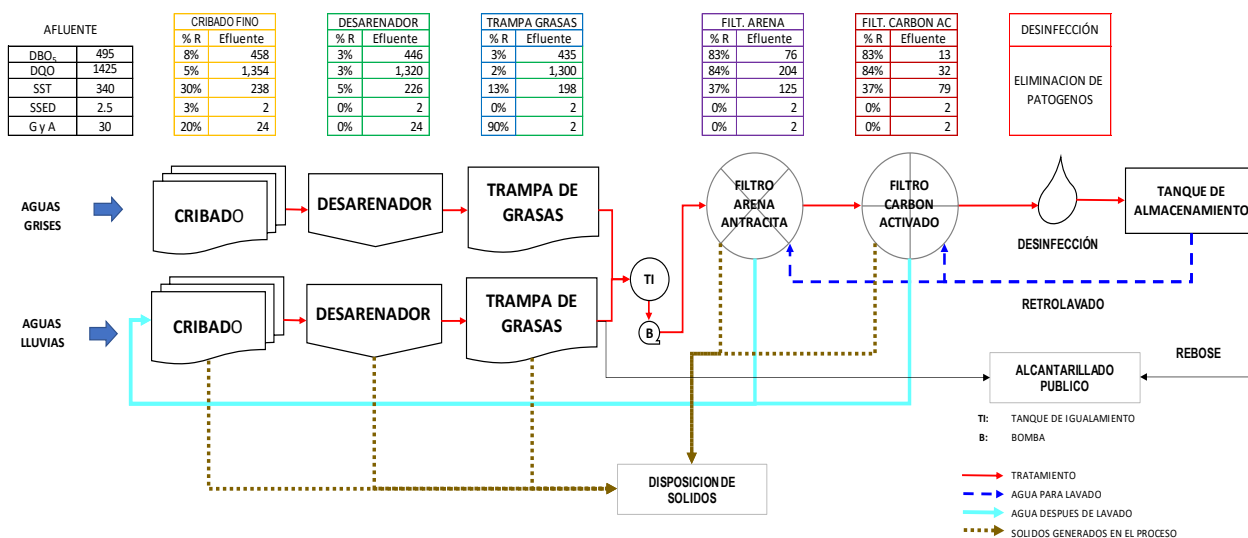
medio líquido, (Pérez, 2015) menciona que una trampa de grasas diseñada para un caudal de 3.15 L/s es capaz de retener hasta 45 Kg de grasa. Estos procesos hacen parte del sistema de pretratamiento del agua.

Posterior al pretratamiento, se dispondrá de un tanque de igualamiento donde se mezclará el agua lluvia con las aguas grises. Con este tanque se busca amortiguar las oscilaciones de caudal y pH para mejorar los procesos de tratamiento posteriores (Romero, 2000) debido a que en el proyecto residencial nuevo recreo se busca incorporar las aguas lluvias al tratamiento, este tanque permitirá igualar las cargas contaminantes y caudales, otras ventajas que se presentarán es que se mejorará la calidad del efluente ya que al estabilizar las cargas contaminantes, se mejora la tratabilidad del agua.

Desde el tanque de igualamiento se impulsará el agua mediante la utilización de bombas sumergibles para enviar el agua al proceso de filtración con arena y antracita. Posterior al anterior filtro, se prevé un proceso de filtración con carbón activado pues, es ampliamente utilizado en tratamiento de aguas residuales ya que por medio del proceso de adsorción la materia orgánica y otros elementos, se adhiere a este material (Metcalf & Eddy, 1995) comercialmente existen diferentes tipos de carbón activado los cuales se pueden encontrar en polvo o columna, el segundo, mayormente utilizados por medio de filtros que funcionan con flujo a presión y presenta ventajas de lavado cuando la capacidad de adsorción del carbón ya se haya agotado.

Para finalizar el tratamiento, luego de la filtración se procederá a un proceso de desinfección con cloro para eliminar los patógenos presentes en el agua que puedan afectar la salud, aun cuando se resalte que el agua recuperada no es apta ni será utilizada para el consumo humano directa o indirectamente.

En la **Figura 28**, se muestra el esquema del sistema de tratamiento propuesto para las aguas frises y pluviales del proyecto residencial nuevo recreo III.



## PUNTAJES DE CERTIFICACIÓN SOSTENIBLE Y BENEFICIOS ECONÓMICOS

El análisis del sistema de uso eficiente del agua propuesto para el proyecto residencial Nuevo Recreo III, se tendrá en cuenta las metodologías de evaluación de diferentes guías de certificación de construcción sostenible utilizadas en Colombia como LEED, BREEAM, y CASA COLOMBIA. Existen otras certificaciones de construcción sostenible que se utilizan en Colombia, sin embargo, se basan principalmente en las categorías de energía y medio ambiente (CCCS, 2021).

Cabe resaltar que todas las certificaciones de construcción sostenible evalúan diferentes categorías y para optar por la certificación no basta con los puntajes que se obtienen con la categoría



agua, a pesar de esto esta categoría tiene gran importancia y peso en los procesos de evaluación y es el eje central de lo aquí expuesto. Por lo relacionado anteriormente, la metodología de cada guía de construcción sostenible fue seguida para determinar la puntuación de cada uno de los criterios evaluados en el componente agua y conocer el puntaje de esta categoría para aplicar a las diferentes certificaciones de construcción sostenible, por ende, se procedió a comparar el diseño propuesto con las exigencias de la metodología de cada certificación y estas se detallan a continuación:

**Evaluación Leed.** Esta certificación tiene 4 grados los cuales se definen acorde a la puntuación general obtenida siendo certificado de 40 a 49 puntos, Silver: 50 a 59 puntos, Gold: de 60 a 79 puntos y Platinum: de 80 a 110 puntos que es el máximo posible de alcanzar. (USGBC, 2019)

En el sistema de uso eficiente del agua para esta certificación en edificios multifamiliares, se evalúan dos prerequisites: uno corresponde a la reducción del uso de agua, mínimo en un 20% el cual es requerido para obtener la certificación, y el segundo es la medición de agua a nivel del edificio, el cual también es requerido para edificios multifamiliares; luego de los prerequisites se encuentran principalmente 2 créditos para la asignación del puntaje el primero es la reducción del uso de agua que depende el porcentaje reducido de acuerdo con una línea base y el segundo crédito corresponde a la medición de agua, que permita apoyar la gestión de ahorro y un seguimiento en el consumo de agua. (U.S. Green Building Council USGBC, 2019)

En la **Tabla 2**, se pueden apreciar los puntajes, las vías de obtención y la justificación de los puntos obtenidos para cada uno de los créditos evaluados en la certificación LEED.

**Tabla 2.-** Puntajes obtenidos para la certificación LEED

Créditos	Opciones	Puntaje máximo	Puntaje Posible	Justificación
Reducción de agua	Requerido	-	-	Se alcanza el mínimo requerido que es de 20%
Medición de agua a nivel de edificio	Requerido	-	-	El proyecto cuenta con medición a nivel de edificio que corresponde al medidor instalado en la acometida que entrega el agua al tanque de almacenamiento.
WE (Water Reduction) Reducción de agua	Opción 1	10	3	Se logra una reducción de consumo de agua potable dentro de las viviendas de 23%. En comparación con el consumo de línea base establecida.
	Opción 2 vía 1	3	1	Según las definiciones arquitectónicas, el proyecto cuenta con el 30% de área verde donde se puede llevar a cabo la plantación de especies nativas
	Opción 2 vía 2	6	0	No se contemplan el uso de aparatos sanitarios eficientes dentro de las viviendas.
Medición de agua	Opción 1	1	0	De los 5 subsistemas posibles a realizar medición solo se plantea en el diseño la medición de agua recuperada
	Opción 2	1	1	Cada vivienda cuenta con medidor de agua potable permanente.
Total créditos		12	5	

**Evaluación BREEAM.** En esta certificación, existen 6 clasificaciones en función al porcentaje de puntos obtenidos en la evaluación, la menor de ellas corresponde a sin clasificar y es cuando se obtiene un porcentaje menor al 30% de los puntos, en adelante están las clasificaciones Correcto, Bueno, Muy bueno, Excelente y excepcional que se obtienen con  $\geq 30$ ,  $\geq 45$ ,  $\geq 55$ ,  $\geq 70$  y  $\geq 85\%$  respectivamente.

La categoría de agua en la certificación BREEAM busca identificar posibilidades de reducción del consumo de agua potable y la minimización de pérdidas de agua por medio de fugas en los sistemas, (BREEAM ES, 2020) para esto se evalúan 3 requisitos divididos de la siguiente manera: AG 01 consumo de agua (5 puntos), AG 03 Detección y prevención de fugas de agua (2 puntos) y AG 04 Equipos eficiente de agua (2 puntos).

En la **Tabla 3**, se relaciona la puntuación posible a obtener con el diseño de uso eficiente del agua en el proyecto residencial según el certificado BREEAM.

**Tabla 3.- Puntajes obtenidos para la certificación BREEAM.**

créditos	Puntaje máximo	Puntaje Posible	Justificación
AG01 Consumo de agua	-5	2-	De acuerdo con la tabla <b>Erro! Fonte de referência não encontrada.</b> y considerando los niveles obtenidos para aparatos sanitarios y aguas grises y lluvias en la evaluación, es posible alcanzar 2 puntos de los 5 que se otorgan.
AG03 detección y prevención de fugas	Detección de fugas 1	0	Debido a que no se cuenta con un sistema automatizado que identifique las fugas no es posible acceder a uno de los dos puntos que se otorgan en este crédito,
	Aislamiento de fugaz 1	1	La instalación de válvulas de corte que se plantean en el diseño se ubica en las zonas recomendadas en la guía y por ende es posible obtener el punto de aislamiento de fugas
AG04 Equipos eficientes de agua	Demandas de riego 1	1	La obtención de este punto se debe a que el 100% de agua empleada en el riego de plantas y zonas verdes será de origen pluvial y recuperada, garantizando en todo momento el volumen requerido para esta actividad al contar con el tanque de almacenamiento de agua recuperada.
	Otras demandas 1	1	Este punto es posible obtenerlo debido a que se están considerando la reducción del consumo de agua en actividades que utilizan grandes volúmenes como lo es el lavado de pisos y fachadas, en esta área se incluye también senderos del proyecto residencial.
TOTAL	9	5	

**Evaluación CASA COLOMBIA.** Casa Colombia evalúa un total de 7 categorías y entrega un máximo de 100 puntos, de acuerdo con los puntajes alcanzados se podrá obtener una certificación, proyecto sostenible, proyecto sostenible sobresaliente y proyecto sostenible excepcional, las cuales se otorgan al alcanzar de 50 a 74 puntos, 75 a 84 y mayor o igual a 85 puntos respectivamente. La certificación también se puede obtener en proyectos de vivienda de interés social (VIS) y vivienda de interés prioritario (VIP). Sin embargo, este tipo de proyectos no requieren de procesos especiales, por lo cual la puntuación de cada clasificación disminuye en 10 puntos, es decir proyecto VIS o VIP sostenible: 40 a 64 puntos, proyecto VIS o VIP sostenible sobresaliente: 65 a 74 y proyecto VIS o VIP sostenible excepcional mayor o igual a 75 puntos (CCCS, 2016)

La categoría de eficiencia en agua de CASA COLOMBIA busca fomentar el uso eficiente del agua por medio de la reducción del consumo de agua potable y prevención de consumos inadecuados, para lo cual se asigna un máximo de 16 puntos distribuidos en 5 criterios: EA1 Uso eficiente del agua en interiores (7 puntos); EA2 Medición y manejo del consumo de agua (1 puntos); EA3 Uso de plantas nativas o adaptadas (2 puntos); EA4 Uso eficiente del agua en exteriores (3 puntos); EA5 Manejo de vertimientos generados durante la operación (2 puntos). En la **Tabla 4**, se muestra los puntajes posibles a obtener y su justificación.

**Tabla 4.- Puntajes obtenidos para la certificación BREEAM.**

Créditos	Puntaje máximo	Puntaje Posible	Justificación
EA1 Uso eficiente del agua en interiores	7-	0	Los puntos en este criterio se empiezan a asignar cuando se supera el 25% de ahorro en el interior de la vivienda teniendo en cuenta la línea base de consumo establecida. Debido a que el ahorro alcanzado es de 23% no es posible obtener puntos en este crédito.
EA2 Medición y manejo del consumo de agua (1 puntos)	1	1	El diseño cuenta con medición de agua en cada unidad habitacional es decir para cada apartamento se cuenta con medidor de agua asimismo se ubica un medidor que contabilice el consumo que se presenta en las zonas comunes del proyecto residencial.
EA3 Uso de plantas nativas o adaptadas	2	2	Este punto es posible obtener con la siembra de plantas nativas o catalogadas como NO invasoras, ya que el criterio no indica el porcentaje de área o unidades de plantas a utilizar, es posible adquirir los 2 puntos utilizando el área destinada de zona verde para la plantación de las especies aptas para el lugar.

Créditos	Puntaje máximo	Puntaje Posible	Justificación
EA4 Uso eficiente del agua en exteriores	3	3	En la parte exterior solo existen demandas de agua para operaciones de aseo y riego de zonas verdes. Es posible obtener los 3 puntos que asigna este crédito ya que el porcentaje de ahorro en exteriores se plantean en un 100% esto debido a que se suministrara agua recuperada para el aseo de toda el área que requiera aseo y riego, identificando que este ahorro corresponde a 17.42 m <sup>3</sup> y fueron considerados en el volumen de agua recuperada que almacenara el tanque.
EA5 Manejo de vertimientos generados durante la operación	2	0	A pesar de que se realiza tratamiento a un volumen considerable del agua, para alcanzar estos puntos es necesario tratar el 100% del agua residual generada, lo cual no se plantea en el diseño propuesto.
TOTAL	15	6	

## ANÁLISIS, RESULTADOS Y CONCLUSIONES

El diseño propuesto comprende la separación de las aguas residuales sanitarias de las aguas grises para tratar y reutilizar un volumen considerable de agua dentro de la edificación, principalmente en el abastecimiento de los inodoros del proyecto residencial, tanto privados como de uso común que se ubican en el salón comunal, en el puesto de vigilancia y en la administración.

Debido a que las redes de agua potable no necesitan transportar el 100% del caudal requerido por el proyecto, los diámetros de las redes tienden a ser menores que si solo existiera un único sistema de distribución, un claro ejemplo de ello sucede en el interior de cada apartamento, ya que el diámetro necesario para suministrar el agua potable a todos los aparatos excepto el inodoro es de 1/2", mientras que si este aparato sanitaria se incluyera la red de distribución tendría que ser de 3/4" para no superar una velocidad de 2 m/s. En cuanto al equipo de presión seleccionado para suministrar a la red de distribución de agua recuperada se encontró en el proceso de diseño que requiere mayor altura dinámica debido a que el inodoro presenta mayor requerimiento en términos de presión, sin embargo, el caudal necesario para alimentar estos aparatos sanitarios es menor que el suministrado por la red de agua potable y por ende por los requerimientos de potencia.

La ubicación de las redes de desagüe sanitario y aguas grises en el exterior de las torres de apartamentos, permite que las cajas de inspección de un sistema sirvan para la ubicación de tapones de limpieza de la otra, siendo beneficioso para el sistema este tipo de detalle en el diseño. Por otro lado, teniendo en cuenta las exigencias de la Resolución 0330/2017 es constató que posible entregar a las redes de alcantarillado público por acción de la gravedad, no haciéndose necesario un sistema de presión que eleve las aguas residuales.

A pesar de que las redes de desagüe se deben de diseñar de forma separada (sistema de aguas grises y aguas residuales sanitarias), en el diseño planteado no se consideró necesario tener dos sistemas de ventilación, ya que la normatividad vigente limita las conexiones a la red de ventilación, según el número máximo de unidades de descarga, por lo cual, aunque existan dos bajantes de desagüe solo habrá una bajante de ventilación que atenderá a ambos sistemas tal como se pudo plantear en el presente trabajo.

Teniendo en cuenta que a normatividad colombiana no presenta directrices claras en términos del tratamiento de aguas grises, el 100% de este tipo de aguas generadas por el proyecto residencial, pueden tratarse in situ con el fin de generar agua de calidad apropiada para abastecer los inodoros del proyecto residencial; sin embargo, existen aspectos que deben evaluarse según los requerimientos propios de las características del agua. Se recomienda ampliar los estudios respecto a los requerimientos y lineamientos del tratamiento de aguas grises in situ de proyectos residenciales para el aprovechamiento en actividades cuyos requerimientos de calidad son mínimos.

A pesar de que no fue posible alcanzar ninguna certificación de construcción sostenible con únicamente el sistema de uso eficiente del agua, se demostró que esta categoría representa un componente importante en la sostenibilidad de la construcción, siendo un área que aporta grandes beneficios al medio ambiente, a los habitantes del proyecto y a la población en general donde se

ubique el proyecto. La categoría eficiencia del agua representa entre el 11 y 15% de los puntos totales de las diferentes certificaciones evaluadas, siendo posible aportar, con el diseño planteado para el proyecto residencial nuevo recreo III, hasta el 60% de los puntos requeridos para la certificación de proyecto sostenible según los criterios de la evaluación con CASA COLOMBIA.

El sistema de uso eficiente del agua planteado puede aportar criterios de evaluación para ser tenidos en cuenta con las demás categorías y alcanzar las certificaciones de construcción sostenible, sin embargo las metodologías evaluadas (LEED, BREEAM y CASA COLOMBIA) asignan mucho peso al ahorro dentro de las viviendas, desconociendo el potencial que los proyectos de propiedad horizontal de carácter residencial presentan en sus zonas comunes y el manejo de estas, dado el elevado consumo de agua que principalmente es utilizada para el aseo de pisos, fachadas, zonas comunes y que no es considerada en la línea base de consumo con la cual se realizan las comparaciones del diseño. El volumen de ahorro de agua es de al menos 23% lo cual es significativo debido a la cantidad de habitantes que puede albergar el proyecto residencial, contribuyendo en gran medida al buen funcionamiento de las redes públicas de acueducto y alcantarillado sanitario y pluvial, evitando la sobre carga de estas, lo anterior favorece la disponibilidad de los servicios públicos domiciliarios a zonas de futuro desarrollo.

Se recomienda realizar un estudio económico para conocer las repercusiones que tiene el sistema en términos de costos en el proceso constructivo, esto con el fin de realizar un análisis de ventajas y desventajas de la implementación de un sistema de uso eficiente del agua en proyectos nuevos de propiedad horizontal.

## REFERENCIAS

- Acevedo Agudelo, H., Vásquez Hernández, A., & Ramirez Cardona, D. A. (2012).** Sostenibilidad: Actualidad y necesidad en el sector de la construcción en Colombia. *Revista Gestion y Ambiente*, 15(1), 105–118.
- BREEAM ES. (2020).** BREEAM ES VIVIENDA 2020 - Manual técnico. Instituto Tecnológico de Galicia. <https://breeam.es/manuales-tecnicos/#286-289-wpfd-breeam-es-vivienda>
- BREEAM ES. (2021).** BREEAM. El Primero En El Mundo. <https://breeam.es/breeam-espana/>
- Chow, V. Te, Maidment, D. R., & Mays, L. w. (1994).** Hidrología aplicada. In Potencia.
- Consejo Colombiano de Construcción Sostenible. (2021).** CCCS. La Vivienda Sostenible Es Una Realidad. <https://www.cccs.org.co/wp/casa-colombia/>
- Consejo Colombiano de Construcción Sostenible CCCS. (2016).** Referencial Casa, Diseño y construcción de soluciones habitacionales en Colombia.
- Consejo Colombiano de Construcción Sostenible CCCS. (2021).** CCCS. Sistemas de Certificación En Construcción Sostenible En Colombia. <https://www.cccs.org.co/wp/haga-parte-del-cccs/comparativo-sistemas-de-certificacion-en-construccion-sostenible-en-colombia/>
- Consejo Colombiano de construcción sostenible. (2020).** Consejo Colombiano de construcción sostenible. Proyectos LEED En Colombia. <https://www.cccs.org.co/wp/capacitacion/talleres-de-preparacion-leed/>
- Departamento Administrativo Nacional de Estadística DANE. (2020).** Censo de edificaciones histórico (CEED). <https://www.dane.gov.co/index.php/estadisticas-por-tema/construccion/censo-de-edificaciones/ceed-historicos>
- Departamento Administrativo Nacional de Estadística DANE. (2021).** Geoportal DANE. Geovisor de Consulta Detallada Del CNPV 2018. <https://geoportal.dane.gov.co/geovisores/sociedad/cnpv2018-detallado/>
- Empresa de acueducto y alcantarillado de Bogotá. (2021).** Construcción de la línea matriz Bosa III. [https://www.acueducto.com.co/wps/portal/EAB2/Home/acueducto-y-alcantarillado/la-infraestructuraAcueducto/obras/detalle/!ut/p/z1/zVVdc5pAFP0r9IFH3BVUsG9gMzEfjUFjK7w4y7LqZmCXLIs2\\_vpeYiY1anTSTKZlhgEu536dey6gGE1QLMiSz4nmUpAMnqO4M-2EPdz0sH2DwyHGYdgdOOofOnX114aC](https://www.acueducto.com.co/wps/portal/EAB2/Home/acueducto-y-alcantarillado/la-infraestructuraAcueducto/obras/detalle/!ut/p/z1/zVVdc5pAFP0r9IFH3BVUsG9gMzEfjUFjK7w4y7LqZmCXLIs2_vpeYiY1anTSTKZlhgEu536dey6gGE1QLMiSz4nmUpAMnqO4M-2EPdz0sH2DwyHGYdgdOOofOnX114aC)
- García Henao, J. (2021).** Diseño del sistema de uso eficiente del agua en busca de certificaciones de construcción sostenible en proyectos nuevos de vivienda de propiedad horizontal. Universidad Nacional de Colombia.
- Green Building Council España. (2021).** GBCE. Certificación VERDE. <https://gbce.es/>

- Green Building Council España GBCe.** (2011). Herramienta de ayuda al diseño para una edificación más sostenible (p. 119).
- Hu, M.** (2021). 2019 energy benchmarking data for LEED-certified buildings in Washington, D.C.: Simulation and reality. *Journal of Building Engineering*, 42(September 2020), 102475. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2021.102475>
- Hunter, R. B.** (1940). Methods of estimating loads in plumbing systems.
- Hunter, R. B., Cartwright, F. P., & Gries, J. M.** (1924). Recommended minimum requirements for plumbing in dwellings and similar buildings. In *Journal of the Franklin Institute*.
- Instalaciones hidráulicas y sanitarias, Pub. L. No. 1500** (2020).
- IDEAM.** (2015). Estudio Nacional del Agua 2014. In *Estudio Nacional del Agua 2014*.
- Instituto Nacional de Vías INVIAS.** (2009). Manual de drenaje de carreteras.
- Metcalf & Eddy.** (1995). *Ingeniería de aguas residuales, tratamiento, vertido y reutilización* (Tercera). McGraw-Hill.
- Resolución 0330, Pub. L. No. 0330** (2017).
- Pérez, R.** (2015). *Instalaciones hidrosanitarias, de gas y de aprovechamiento de aguas lluvias en edificaciones* (Septima). Ecoe Ediciones.
- Romero, J. A.** (2000). *Tratamiento de aguas residuales Teoría y principios de diseño* (Primera). Escuela Colombiana de Ingeniería.
- U.S. Environmental Protection Agency's.** (2010). EPANET V2.0 (2.0).
- U.S. Green Building Council USGBC.** (2019). LEED v4.1: Residential BD+C Multifamily Homes (p. 97). <https://www.usgbc.org/credits/new-construction-commercial-interiors-core-and-shell-schools-new-construction-retail-new-c-8?return=/credits>
- U.S. Green Building Council USGBC.** (2021a). LEED v4.1 Building Design and Construction. [https://doi.org/10.1007/978-94-009-5652-0\\_4](https://doi.org/10.1007/978-94-009-5652-0_4)
- U.S. Green Building Council USGBC.** (2021b). USGBC. Table 1. Indoor Water Baseline Consumption (per Person per Day). <https://www.usgbc.org/resources/table-1-indoor-water-baseline-consumption-person-day>

## APLICACIÓN DE LA CURVA DE CONSIGNA PARA EL ANÁLISIS Y OPTIMIZACIÓN DE REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA

<sup>1</sup>Gustavo A. Delgado Sandoval, <sup>2</sup>Christian X. Briceño León,  
<sup>3</sup>Anselmo H. Carrasco Silva, <sup>4</sup>Oscar T. Vegas Niño

<sup>1</sup>Candidato Máster Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente (UPV), Perú, gusdelsa@posgrado.upv.es

<sup>2</sup>Candidato Doctor Ingeniería del Agua y Medioambiental (UPV), Ecuador, chbri1@alumni.upv.es

<sup>3</sup>Profesor Universidad Nacional de Trujillo (UNT), Perú, acarasco@unitru.edu.pe

<sup>4</sup>Candidato Doctor Ingeniería del Agua y Medioambiental (UPV), Perú, ovegas@hma.upv.es

### RESUMEN:

La curva de consigna es una herramienta muy útil para regular el rendimiento de una red de suministro de agua potable, ya que refleja la altura con la que se satisface cada demanda con la mínima energía posible, y por lo tanto con el menor coste. Su aplicación en el campo de la hidráulica urbana es amplia. Se ha utilizado en tareas de optimización energética con sistemas de bombeo, regulación de la presión con válvulas, análisis de una ampliación de red, determinar la capacidad de la red, simplificación y sectorización de modelos de redes.

En el presente trabajo, se desarrolla una aplicación informática que permite calcular las alturas piezométricas y los caudales inyectados a la red de suministro alimentados desde una fuente de agua. En el proceso de cálculo se incluye las fugas (representados por emisores, si existiese), se puede trabajar con modelos en periodos extendidos (con curvas de patrones) o estáticos (con factores de demanda) y se puede considerar una presión mínima en los nodos de paso (nodos sin demanda) en caso de que la presión en dichos nodos sea negativa. Por último, se aplica la herramienta a tres casos de estudios.

### ABSTRACT:

The setpoint curve is a very useful tool for regulating the performance of a drinking water supply network, since it reflects the head at which each demand is satisfied with the minimum possible energy, and therefore at the lowest cost. Its application in the field of urban hydraulics is wide. It has been used in energy optimization tasks with pumping systems, pressure regulation with valves, analysis of a network extension, determination of network capacity, simplification and sectorization of network models.

In the present work, a computer application is developed to calculate the piezometric heights and the flows injected into the supply network fed from a water source. The calculation process includes leakage (represented by emitters, if any), can work with models in extended periods (with pattern curves) or static (with demand factors) and can consider a minimum pressure at the nodes of passage (nodes without demand) in case the pressure at these nodes is negative. Finally, the tool is applied to three case studies.

**PALABRAS CLAVES:** Curva de consigna, Red de suministro de agua, Toolkit de EPANET

## INTRODUCCIÓN

Una red de suministro es un conjunto de elementos de transporte y de regulación, que permiten conducir el agua desde las fuentes de alimentación hasta los puntos de consumo con unos servicios mínimos de presión y calidad del agua.

Debido al incremento de la demanda de agua por factores como el aumento de la población, los cambios de hábitos de consumo, incremento de las fugas; y si a esto le sumamos el desgaste de los elementos por una deficiente planificación en el mantenimiento y rehabilitación de los elementos que componen un sistema de suministro de agua, el rendimiento hidráulico de la red se verá afectada. Ante esta situación, los gestores se ven en la necesidad de buscar nuevas soluciones que ayuden a mejorar la calidad del servicio a sus clientes.

Una herramienta utilizada para la optimización energética de los sistemas de bombeos está siendo investigada para aplicarse a otros casos de estudio como por ejemplo determinar la capacidad de transporte de la red, simplificar y sectorizar modelos de redes (Ilaya-Ayza et al., 2016). Esta herramienta útil es la curva característica del sistema o también llamada curva de consigna, la cual es definida como la altura piezométrica o presión mínima que tiene que haber en cabecera de la red en cada instante para que en el punto de consumo más desfavorable de la misma se satisfaga la demanda de caudal con el valor de presión residual mínima que garantiza el servicio (Vicente & Gonzalo, 2002). El uso de la curva de consigna tiene aplicación en la regulación dinámica, la reducción de fugas, ahorro de energía en un sistema de bombeo y en el diseño óptimo de estaciones de bombeo cuya solución será la que brinde menos costes de operación, mantenimiento e inversión.

En este artículo, se desarrolla una aplicación informática que permita obtener la curva de consigna para una sola fuente de abastecimiento y que pueda ser de gran utilidad para el análisis de sistemas de redes de agua deficientes. En el proceso de cálculo se incluye las fugas (representados por emisores, si existiese), se puede trabajar con modelos en periodos extendidos (con curvas de patrones) o estáticos (con factores de demanda) y se puede considerar una presión mínima en los nodos de paso (nodos sin demanda) en caso de que la presión en dichos nodos sea negativa. Por último, se aplica la herramienta a tres casos de estudios. El primer caso es determinar las alturas piezométricas de los niveles de agua de un depósito, el segundo caso es disminuir las fugas de un sector de la red hidráulica mediante la regulación dinámica de una válvula reductora de presión, y el último caso es determinar una regulación óptima, en términos de energía, de una estación de bombeo que alimenta a una red de forma directa.

## METODOLOGIA

La curva consigna es la curva teórica de la red que indica la mínima energía necesaria proporcionada como altura de presión que debe existir en cabecera (depósito, estación de bombeo), para que el sistema cumpla con las restricciones de presión impuestas en todos los nudos de demanda. Se puede interpretar a la curva de consigna como la curva motriz ideal del sistema, representada por las variables de altura de presión y el caudal, para que empleando la mínima energía se cumplan las restricciones de presión de la red (León, 2015).

Ilaya-Ayza et al. (2016), describe mediante un diagrama de flujo la forma de determinar la curva de consigna donde el caudal a la salida de la fuente de suministro ( $Q_{iny}$ ) se calcula como la sumatoria de las demandas en los nodos ( $Q_i$ ) multiplicado por un factor ( $k$ ) y el caudal fugado (Ecuación 1).

$$Q_{iny} = \sum_{i=1} k * Q_i + fugas \quad [1]$$

Una forma de simular las fugas en un modelo hidráulico es representarlas como consumos dependientes de la presión o nodos emisores. Un nodo emisor tiene una demanda dependiente de la presión de acuerdo con la Ecuación 2, donde “ $Q$ ” es el caudal fugado, “ $C$ ” es un coeficiente de fuga,

“P” es la presión del nodo en un determinado instante y “n” es el exponente de fuga que depende de las características de la fuga, del material del tubo, de la hidráulica del suelo y de la demanda del agua (Clayton & van Zyl, 2007).

$$Q = C \times P^n \quad [2]$$

Para un nodo emisor que simula una fuga, a mayor presión mayor caudal fugado. Por ello, es importante reducir los excesos de presión cuando la red no la requiera.

Una de las técnicas básicas de regulación de sectores y reducción de fugas, es instalar una Válvula Reductora de Presión (VRP) en la entrada del sector con una consigna constante, de manera que la presión a la salida de la VRP es siempre la misma. Recientemente, uno de los avances es la sectorización dinámica que consiste en modificar las consignas de las VRP en función del consumo. Es decir, cuando la red de abastecimiento requiera menos consumo, se reducen las presiones y por lo tanto se reduce el volumen de fugas. Por lo tanto, la curva de consigna nos ayuda a determinar el grado de apertura de la válvula según varía el caudal de consumo de la red, de tal modo que el sistema disminuye la presión de servicio según los requerimientos en cada instante de tiempo. De este modo la curva de consigna tiene la utilidad no solo de optimizar el consumo de energía o costos de operación de la red sino también en minimizar el volumen de fugas en la red de tuberías y mejorar el rendimiento de la red.

Otra aplicación de la curva consigna es en el proceso de optimización en sistemas de regulación de bombeo cuando se utilizan Bombas de Velocidad Fija (BVF) y Bombas de Velocidad Variable (BVV), cuyo objetivo de los sistemas de regulación es que los puntos de operación del sistema de bombeo estén lo mas cerca posible a la curva consigna de la red. De tal modo, la curva consigna es el punto de partida para resolver estos problemas de optimización de operación de la bomba. Tal como lo establecen (Briceño-León, Iglesias-Rey, et al., 2021; Briceño-León, Sanchez-Ferrer, et al., 2021) en sus propuestas de regulación y diseño de la estación de bombeo respectivamente.

La curva de consigna despreja la variación de la resistencia que depende del consumidor, suministrando siempre la presión mínima necesaria en la red en función de la variación de la demanda. Esto significa que el consumidor gestionará la resistencia en función de la altura de presión disponible. Por lo tanto, hay una sola curva de consigna por cada fuente de suministro y será diferente en caso de variaciones tanto de la distribución del caudal entre las bombas como de la presión del nodo crítico. Sin embargo, siempre es posible converger a una sola curva de consigna.

Entre las aplicaciones informáticas que automatizan el proceso de crear la curva de consigna está Aqueductos (HydraSoftware, 2012), que es un software comercial desarrollado especialmente para el diseño de sistemas de redes de agua. Aqueductos, determina la curva de consigna cuya presión mínima de servicio debe cumplirse en cualquier nodo (de demanda o de paso). Esta condición, en algunos casos, puede determinar unas alturas piezométricas mayores innecesarias que se traduce en un gasto mayor de energía si se instala un sistema de bombeo para llevar el agua desde una fuente que debe atravesar primero una montaña hasta llegar a la red de distribución ubicado más abajo que la fuente principal.

En este artículo, se propone añadir algunos cambios en el cálculo de la curva de consigna. Se añade la condición de que en los nodos de paso (sin demanda) cumplan una presión mínima para corregir las presiones negativas que EPANET las calcula. También, considerar dentro del cálculo los modelos dependientes de la presión con fugas representadas por emisores y, por último, si un modelo de red hidráulica tiene curvas de patrones de consumo que modela la demanda, es posible considerar dichos valores como estados de carga para determinar la curva de consigna.

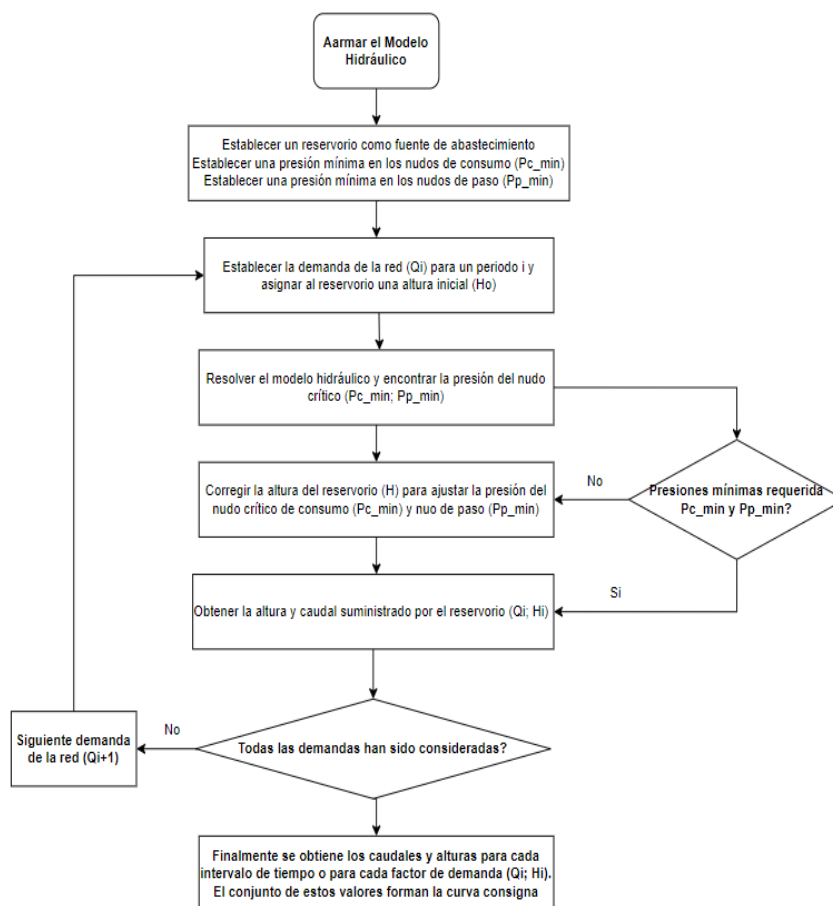
A continuación, se describe la secuencia de pasos para determinar la curva de consigna.

- a. Establecer la altura piezométrica del punto de alimentación, la presión mínima de servicio en los nodos con demandas, la presión mínima en los nodos sin demanda (nodos de paso).
- b. Comprobar que el modelo de red hidráulica tenga patrones de consumo o curvas de modulación, de ser así, se tomarán dichos valores de cada instante de tiempo como estados de carga. Caso contrario, se debe definir un conjunto de factores que representen los diferentes estados de carga.



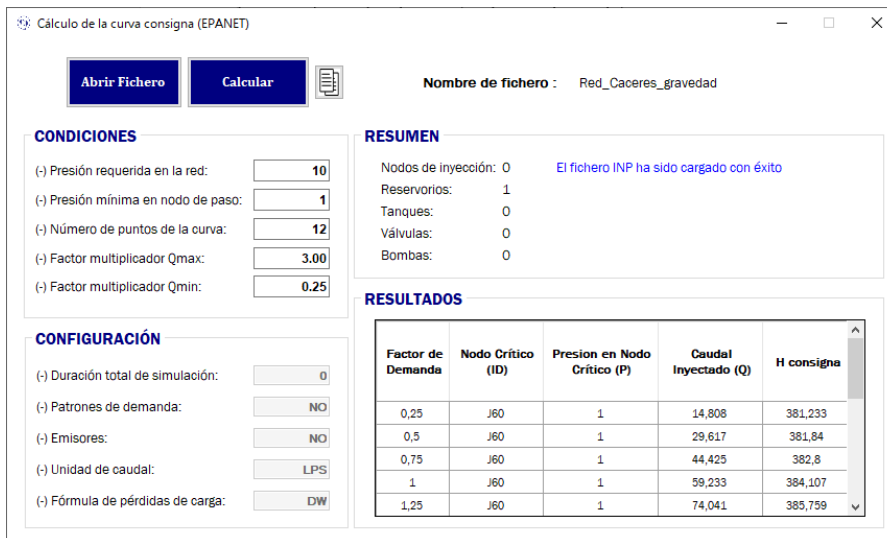
- c. Ejecutar una simulación hidráulica con el motor de cálculo de Epanet y obtener las presiones de todos los nodos y el caudal de salida de la fuente para el primer estado de carga.
- d. Identificar el nodo crítico o más desfavorable (puede ser un nodo con demanda o un nodo de paso) cuya presión es la más baja.
- e. Comprobar que la presión en el punto desfavorable es la mínima. En caso de no coincidir, la nueva altura piezométrica se calcula de forma iterativa, sumando la altura piezométrica inicial más la diferencia entre la presión mínima requerida y la presión en el punto más desfavorable hasta que se cumpla la presión requerida en el nodo crítico.
- f. Calculado la altura piezométrica correcta, se almacena dicho resultado juntamente con el nuevo valor de caudal a la salida de la fuente.
- g. El proceso se repite en el paso “c” si existen nuevos estados de carga o si el modelo está configurado para una simulación en periodo extendido, se toma en cuenta los instantes de tiempo como estados de carga.

En el siguiente diagrama de flujo (Figura 1), se indican los pasos a seguir para determinar la curva de consigna para una sola fuente de alimentación.



**Figura 1.-** Diagrama de flujo para calcular la curva de consigna para una sola fuente de alimentación

Para construir la curva de consigna, se desarrolla una aplicación informática desde el entorno de programación de Microsoft Visual Studio 2022 que permite llamar a la librería de cálculo de Epanet (OWA, 2019) para obtener los resultados hidráulicos de las presiones en los nodos y el caudal a la salida de la única fuente de suministro. La interfaz gráfica de la aplicación se puede ver en la Figura 2 y se puede descargar desde el siguiente enlace <https://bit.ly/3Q2UUQW>



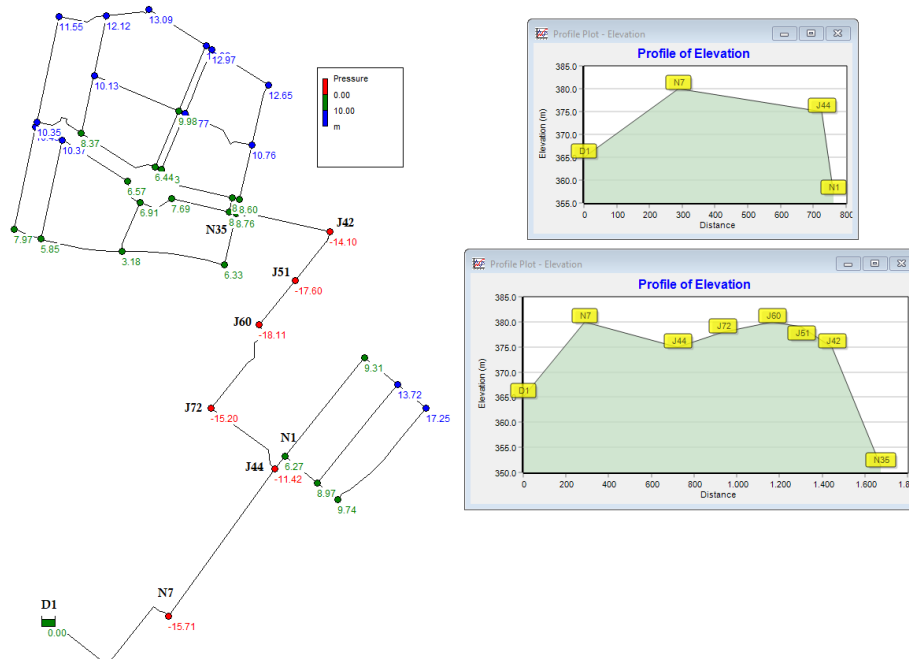
**Figura 2.-** Interfaz gráfica de la aplicación

## CASOS DE ESTUDIO

### Caso 1: Determinar las alturas piezométricas de los niveles de agua de un depósito

El primer caso consiste en determinar las diferentes alturas piezométricas o presión mínima necesaria en cabecera de la lámina de agua del depósito “D1”, para diferentes estados de carga, que alimenta por gravedad a dos sectores conectados a la red arterial. El depósito está representado en el modelo por un embalse y tiene una elevación inicial de 365 m, lo cual, se encuentra por debajo de las elevaciones de los nodos que conectan la red principal de tuberías, pero no del resto de nodos.

Desde el punto de vista físico, es imposible llevar el agua desde el embalse hacia las dos zonas de demanda. Sin embargo, desde el punto de vista hidráulico, el software EPANET ejecuta una simulación válida y calcula las presiones en todos los nodos (Figura 3). El tipo de análisis del modelo es dependiente de la demanda y el consumo medio de la red es de 59.233 l/s. En caso de que el análisis se hiciese en función de la presión, los resultados son muy similares para una presión mínima de 1 mca y una presión requerida de 15 mca.



**Figura 3.-** Caso de estudio 1. Presiones calculadas para un análisis dependiente de la demanda

El modelo de red utilizado como caso de estudio no tiene asignada una curva de patrones, por lo tanto, se asignará varios estados de carga que afectará al caudal medio para determinar las alturas piezométricas y el caudal de salida de la fuente de agua para cumplir con una presión mínima de servicio de 15 mca., y una presión mínima en los nodos de paso de 1 mca., de esta forma, se corrige las presiones negativas en los nodos que unen la red arterial. En total serán 12 puntos con un factor de demanda mínimo de 0.25 y un factor de demanda máximo de 3.00

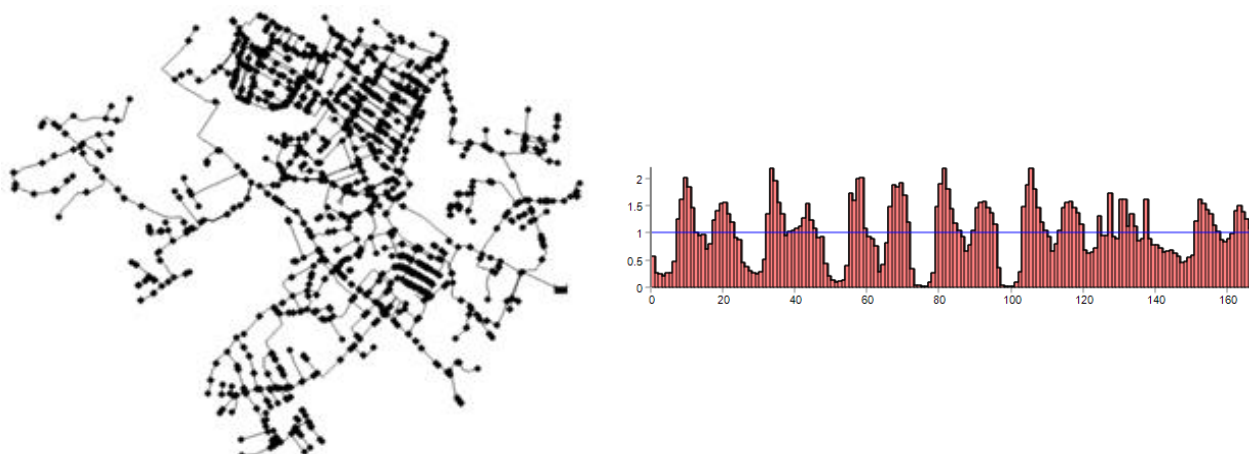
En la Tabla 1, se muestran los resultados de las alturas piezométricas y el caudal inyectado para distintos estados de carga. En el caso de que la demanda de agua aumente un 75% del caudal medio, la altura de cabecera del depósito debe ser de 390.533 m., para cumplir con las condiciones de las presiones mínimas. Y en el horario de menos consumo, es posible que las presiones aumenten y con ello el volumen de agua fugado. En este caso, se recomienda instalar una válvula reductora de presión en determinadas zonas de la red para tener un mejor control de la presión. Por último, con las alturas piezométricas calculadas se corrige el error de las presiones negativas en los nodos de paso de la red arterial.

**Tabla 1.-** Alturas piezométricas y caudales inyectados para diferentes estados de carga

Factor de demanda	Nodo crítico (ID)	Presión nodo crítico (mca)	Caudal inyectado (l/s)	H consigna
0.25	J60	1	14.808	381.233
0.50	J60	1	29.617	381.840
0.75	J60	1	44.425	382.800
1.00	J60	1	59.233	384.107
1.25	J60	1	74.041	385.759
1.50	J51	1	88.850	387.824
1.75	J51	1	103.658	390.533
2.00	J51	1	118.466	393.638
2.25	N58	15	133.274	400.844
2.50	N58	15	148.083	409.746
2.75	N55	15	162.891	419.847
3.00	N55	15	177.699	430.918

### Caso 2: Reducción de fugas usando válvula reductora de presión (VRP)

Para este caso de estudio, se ha seleccionado un sector (Figura 4) del modelo hidráulico propuesto por la novena edición de la Battle Intermittent Water Supply (BIWS) del 2nd International Joint Conference in Water Distribution Systems Analysis & Computing and Control in the Water Industry celebrado en la Universidad Politécnica de Valencia en julio del 2022, España.



**Figura 4.-** Sector hidráulico del modelo de red BIWS y su curva de patrones

El sector hidráulico se alimenta por un depósito cuyo elemento es representado en el modelo por un embalse ubicado a una elevación de 122.8 m, garantizando una presión mínima de 20 mca para la hora punta o de máximo consumo. Por el contrario, en horas valle o de mínimo consumo las presiones son altas y el volumen fugado se incrementa. Los nodos de demanda tienen asociado una curva de patrones que varían entre 0.01 y 2.19 para un periodo de simulación de 168 horas (168 valores). Asimismo, las fugas están incorporadas al modelo mediante emisores y se utiliza el valor de 0.7 como exponente de emisor.

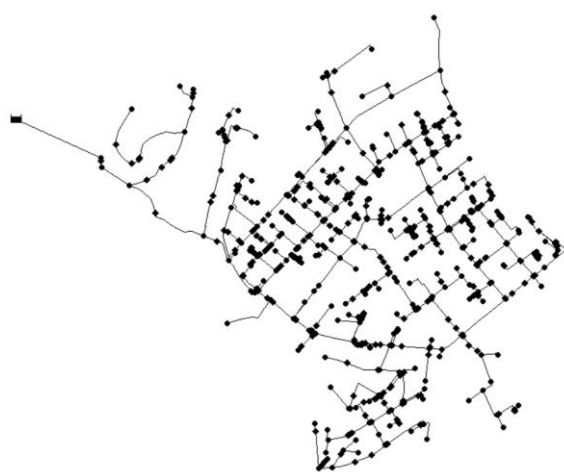
Después de analizar la red y de calcular el rendimiento hidráulico en un 65.7% y el Agua No Registrada (ANR) en un 34.3%, se propone instalar una Válvula Reductora de Presión (VRP) al ingreso del sector para disminuir el ANR y tener un mayor control de las presiones. Para ello, se calcula las consignas para cada hora de la simulación con la aplicación desarrollada en este artículo. Como presión mínima de servicio en los nodos con demandas se fijó en 20 mca y en los nodos sin demanda (nodos de paso) en 0 mca. Los resultados obtenidos de las alturas de presión de la curva de consigna se traducen a valores de consigna o de tarado de la VRP. Dichos valores, después de ser añadidos al modelo hidráulico como reglas simples y ejecutar una simulación, aumentará el rendimiento hidráulico un 6.5% y se disminuye el ANR el mismo valor. Los valores calculados de rendimiento y ANR se pueden visualizar en la Tabla 2.

**Tabla 2.-** Rendimiento hidráulico y ANR antes y después de añadir una VRP

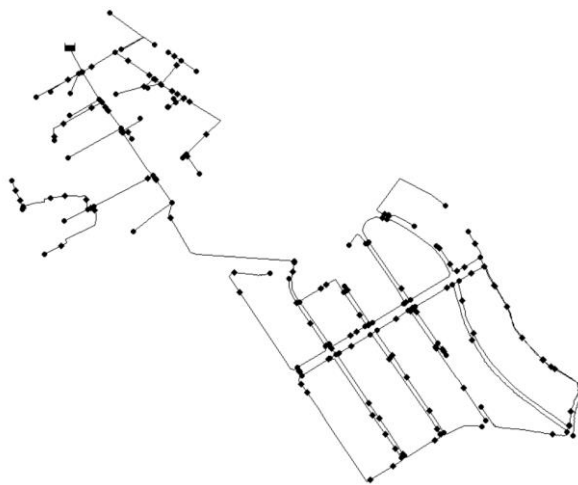
Escenario	Volumen inyectado (m <sup>3</sup> )	Volumen de demanda (m <sup>3</sup> )	Volumen fugado (m <sup>3</sup> )	ANR (%)	Rendimiento (%)
Sin VRP	45,920.4	30,176.7	15,743.7	34.3	65.7
Con VRP dinámica	41,776.5	30,176.7	11,599.8	27.8	72.2

### Caso 3: Diseño óptimo de una estación de bombeo

Para la aplicación de la curva de consigna en la regulación y diseño de estaciones de bombeo, se proponen dos sectores cerrados (sin depósito de almacenamiento) de la red de BIWS del congreso WDSA-CCWI Valencia 2022. El caudal medio inyectado de estas dos redes es de 45.10 l/s para la red cerrada 1 y de 9.70 l/s para la red cerrada 2. La fuente de suministro de cada modelo de red está representada por un embalse, tal como se muestra en las Figuras 5 y 6:

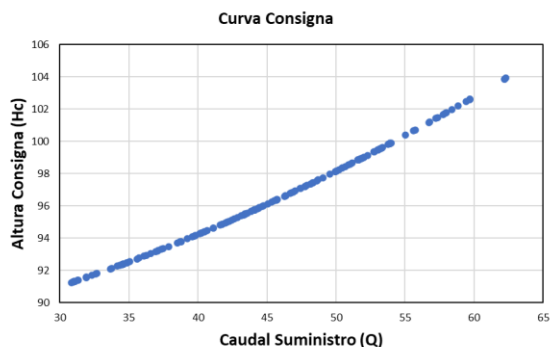


**Figura 5.-** Red cerrada 1



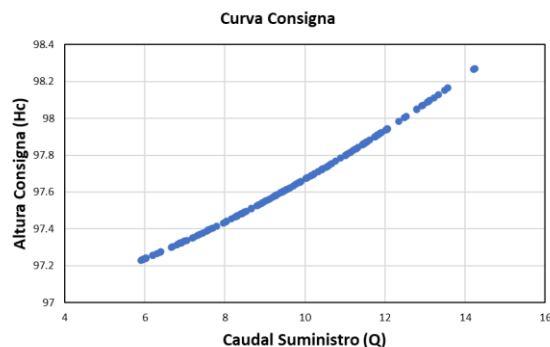
**Figura 6.-** Red cerrada 2

Las curvas de consignas calculadas para ambas redes se visualizan en las Figuras 7 y 8. Asimismo, ambas curvas se ajustaron a una expresión de tipo potencial.



$$H_c = 73.33 + 0.0098 \cdot Q^{1.81}$$

**Figura 7.-** Curva de consigna Red cerrada 1



$$H_c = 83.96 + 0.012 \cdot Q^{1.76}$$

**Figura 8.-** Curva de consigna Red cerrada 2

Para este caso de estudio en particular se diseñó la estación de bombeo considerando tres aspectos que son: costes de inversión, costes de operación y costes de mantenimiento, tal como se evidencia en el trabajo (Briceño-León, Sanchez-Ferrer, et al., 2021). Se han considerado 67 modelos distintos de bombas con sus respectivos parámetros para las curvas de altura de bombeo ( $H_b$ ) y curva de la eficiencia ( $\eta$ ).

Cada modelo de bomba de la base de datos se evalúa la viabilidad con las características hidráulicas de la red. Los modelos de bomba no viables se descartan y los modelos de bomba viables pueden considerarse como solución potencial. Además, en cada modelo de bomba viable se determina el número mínimo de bombas ( $b_{\min}$ ) y se comprueba si  $b_{\min}$  no es mayor que el número máximo de bombas permitido ( $b_{\max}$ ). En este caso se ha considerado un número máximo de 10 bombas.

Cada modelo de bomba factible, se evalúa distintas configuraciones de bombeo. Es decir, distintas combinaciones entre Bombas de Velocidad Fija (BVF) y Bombas de Velocidad Variable (BVV) con distintas configuraciones de control de presión y de caudal. Posteriormente, se procede a la optimización de operación de la estación de bombeo en base a la curva consigna. De tal forma se obtiene el número óptimo de BVF y BVV en cada instante de tiempo. De este modo, se obtienen ‘N’ posibles soluciones de la estación de bombeo a implementar en una red de suministro de agua. Para determinar la mejor solución, será en base a la configuración que brinde el menor coste de ciclo de vida. Es decir, la sumatoria de costes de inversión, operación y mantenimiento.

Las tablas 3 y 4, muestran las soluciones finales de las estaciones de bombeo para las redes estudiadas. Cada tabla muestra el modelo de bomba seleccionada con sus respectivos parámetros de funcionamiento y el sistema de configuración de regulación escogido de acuerdo con los puntos requeridos según la curva consigna de cada red en estudio.

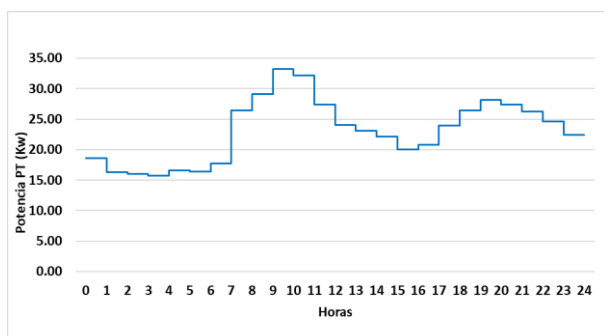
**Tabla 3.-** Modelo de bomba seleccionada para la red cerrada 1

Característica de la Bomba		$Q_0$	24.32 l/s
		$H_0$	78.73 m.
		$\eta_0$	63%
Factores técnicos	C2	Flexibilidad BVF y BVV	0 FSP – 3 VSP
	C3	Tipo de regulación	Regulación caudalimétrica
Factores económicos	C7	Costos de inversión	6,604.70 €/año
	C8	Costos de operación	48, 139.87 €/año
	C9	Costos de mantenimiento	1,193.21 €/año
Costo ciclo de vida			55,937.77 €/año

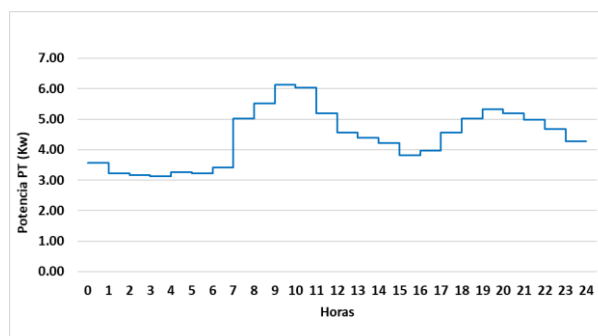
**Tabla 4.- Modelo de bomba seleccionada para la red cerrada 2**

Característica de la Bomba		$Q_0$	15.09 l/s
		$H_0$	75.35 m.
		$\eta_0$	55 %
Factores técnicos	C2	Flexibilidad BVF y BVV	0 FSP – 2 VSP
	C3	Tipo de regulación	Regulación caudalimétrica
Factores económicos	C7	Costos de inversión	3,389.32 €/año
	C8	Costos de operación	13,305.54 €/año
	C9	Costos de mantenimiento	853,65 €/año
Costo ciclo de vida			17,548.51 €/año

Las Figuras 9 y 10 muestran el promedio de la energía óptima consumida de las estaciones de bombeo a cada hora del día de tal manera que se ajuste a la energía mínima requerida de suministro de acuerdo con la curva consigna. Este ajuste se consigue mediante el sistema de regulación. En el caso de estudio de la primera red, la configuración óptima fue 3 BVV con regulación caudalimétrica. Es decir, la estación de bombeo opera de acuerdo con las mediciones de caudal en cada intervalo de tiempo. En cambio, la configuración óptima de la segunda red es de 2 BVV con regulación caudalimétrica. En las gráficas se observa que la estación de bombeo para la primera red consume más energía en relación con la estación de bombeo de la segunda red. Estos resultados son de esperarse debido a que en la primera red se consume más caudal que la primera red.



**Figura 9.-** Energía óptima consumida de la estación de bombeo de la red cerrada 1



**Figura 10.-** Energía óptima consumida de la estación de bombeo de la red cerrada 2

## CONCLUSIONES

Se ha desarrollado una aplicación informática que automatiza el proceso de cálculo de la curva de consigna para modelos hidráulicos simulados con el software EPANET para una sola fuente de suministro de agua. Esta herramienta será de gran utilidad para el análisis de sistemas de redes de agua deficientes. En el proceso de cálculo se incluye las fugas (representados por emisores, si existiese), se puede trabajar con modelos en periodos extendidos (con curvas de patrones) o estáticos (con factores de demanda) y se puede considerar una presión mínima en los nodos de paso (nodos sin demanda) en caso de que la presión en dichos nodos sea negativa. Para validar el funcionamiento correcto de la aplicación, se resolvieron tres casos de estudios diferentes.

La definición de la curva consigna viene a ser un factor y dato determinante para el diseño de una estación de bombeo. Especialmente, cuando el criterio de diseño está basado en la minimización de la energía consumida y el coste de ciclo de vida, tal como las nuevas estrategias de los objetivos de desarrollo sostenible lo sugieren en las gestoras de agua potable. Asimismo, los puntos de la curva

consigna suponen las condiciones óptimas requeridas de operación de una red de agua potable. Por lo tanto, la curva consigna es un dato de partida para la optimización de operación de las estaciones de bombeo mediante sistemas de regulación.

Como futuras mejoras a la aplicación, se piensa completar el algoritmo de cálculo de la curva de consigna para múltiples fuentes de suministro. Esta propuesta puede ser por porcentajes de reparto de caudales de cada fuente u optimizando el reparto de caudales.

## REFERENCIAS

- Briceño-León, C. X., Iglesias-Rey, P. L., Martínez-Solano, F. J., Mora-Meliá, D., & Fuertes-Miquel, V. S. (2021). Use of fixed and variable speed pumps in water distribution networks with different control strategies. *Water (Switzerland)*, 13(4), 479. <https://doi.org/10.3390/w13040479>
- Briceño-León, C. X., Sanchez-Ferrer, D. S., Iglesias-Rey, P. L., Martínez-Solano, F. J., & Mora-Meliá, D. (2021). Methodology for pumping station design based on analytic hierarchy process (AHP). *Water (Switzerland)*, 13(20), 2886. <https://doi.org/10.3390/w13202886>
- Clayton, C. R. I., & van Zyl, J. E. (2007). The effect of pressure on leakage in water distribution systems. *Water Management*. <https://doi.org/10.1680/wama.2007.160.2.109>
- HydraSoftware. (2012). *Aqueductos*.
- Ilaya-Ayza, A. E., Izquierdo, J., Pérez-García, R., Martins, C., & Ayala-Cabrera, D. (2016). La curva de consigna, una herramienta útil para la esqueletización, sectorización y determinación de la capacidad de una red de suministro de agua. *Acta Universitaria Multidisciplinary Scientific Journal*, 26(NE-3), 54–63. <https://doi.org/10.15174/au.2016.1026>
- León, C. (2015). *Optimización del reporte de caudales de suministro de redes malladas de distribución de agua por bombeo con varias fuentes de abastecimiento*.
- OWA. (2019). *The Water Distribution System Hydraulic and Water Quality Analysis Toolkit*.
- Vicente, F., & Gonzalo, P. (2002). Regulación de redes de distribución de agua. In *Modelación y diseño de redes de abastecimiento de agua* (1era Edici, p. 190).

# ANÁLISIS DE PELIGROSIDAD Y PERDIDAS POR INUNDACIÓN EN CAUCASIA Y PAVARANDOSITO, DEPARTAMENTO DE ANTIOQUIA

Lilian Posada García, Adrián Perpiñán Guerra, Juan Felipe Ochoa, Javier Valencia, Natalia Morales, Emerson Parra Rodríguez, Edward Sánchez Trujillo, Juan Fernando Urrea

Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín, Colombia

lposada@unal.edu.co, aaperpinang@unal.edu.co, jufochoa@unal.edu.co, javivaga@yahoo.es, nmoralesr@unal.edu.co, emerson221@gmail.com, ejsanchezt@unal.edu.co, jfurreal@unal.edu.co

## Introducción

La ubicación geográfica y las condiciones topográficas dentro de la región andina colombiana, hacen que el departamento de Antioquia presente promedios de lluvia anual superiores a los 2.500 mm en diferentes zonas del departamento, con tres grandes núcleos lluviosos en el departamento (occidente, en el Chocó biogeográfico, en el sur oriente en los límites con el departamento de Caldas hasta los alrededores de Guatapé y los límites de las subregiones del Bajo Cauca, Norte y Nordeste), los cuales llegan a tener precipitaciones alrededor de los 6.000 mm al año generando al largo del año inundaciones en las diferentes subregiones del departamento. Los ríos y quebradas que se localizan en el departamento de Antioquia conforman 4 grandes cuencas Atrato medio y bajo Cauca medio y bajo, Magdalena Medio y Porce – Nechí. Estas áreas tienen rendimientos promedios cercanos a los 63 l/s/km<sup>2</sup> en sus cuencas altas, para un volumen total producido y aproximado de 3.816 m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>/s para todo el departamento (Porrás, 2012).

Según el Instituto de Investigación de Recursos Biológicos Alexander Von Humboldt (IAvH et al, 2011), las zonas hidrográficas en las cuales se ubican estas cuencas, según presentan la siguiente oferta hídrica:

- Atrato - Darién: caudal año medio de 3.993 m<sup>3</sup>/s y una oferta año medio de 125.952 Mm<sup>3</sup>.
- Cauca: caudal año medio de 1.581 m<sup>3</sup>/s y una oferta año medio de 49.862 Mm<sup>3</sup>.
- Magdalena Medio: caudal año medio de 3.199 m<sup>3</sup>/s y una oferta año medio de 100.886 Mm<sup>3</sup>.
- Nechí: caudal año medio de 826 m<sup>3</sup>/s y una oferta año medio de 26.065 Mm<sup>3</sup>.

Dos de las subregiones que más padecen los efectos de las inundaciones son las subregiones de Bajo Cauca y de Atrato (Ver Figura 1).



Figura 1.- Inundación en Pavarandosito (2022)

Para evidenciar las características de los eventos de inundaciones asociados a ríos importantes de estas subregiones del departamento de Antioquia, se presentan en este trabajo los análisis de peligrosidad y pérdidas por inundación en dos poblaciones ribereñas, junto con las alternativas analizadas y las soluciones que permiten disminuir el riesgo por inundación.

## Localización

Pavarandosito, es un corregimiento con más de 10.000 habitantes localizado en el municipio de Mutatá sobre la margen derecha del Río Sucio, el cual drena un área de 3674 Km<sup>2</sup> y hace parte de la red fluvial del Río Atrato en la subregión de Urabá, registrando en la estación Mutatá (11117040) caudales máximos entre 640 y 1630 m<sup>3</sup>/s.

Caucasia es un municipio localizado en la margen izquierda del Río Cauca localizado en la subregión de Bajo Cauca que en su cabecera urbana tiene más de 80.000 habitantes. En el área urbana de Caucasia, los caños El Atascoso y El Silencio descargan en el río Cauca, y aunque son afluentes de menor tamaño hacen parte de los factores que determinan la dinámica de inundación en el municipio de Caucasia. El río Cauca hasta el sitio de las obras drena un área de aproximadamente 40.000 Km<sup>2</sup> y registra caudales máximos en la estación La Coquera (26247020) entre 2700 y 5500 m<sup>3</sup>/s.

La siguiente figura, presenta la localización de ambas poblaciones dentro del departamento de Antioquia, Colombia.

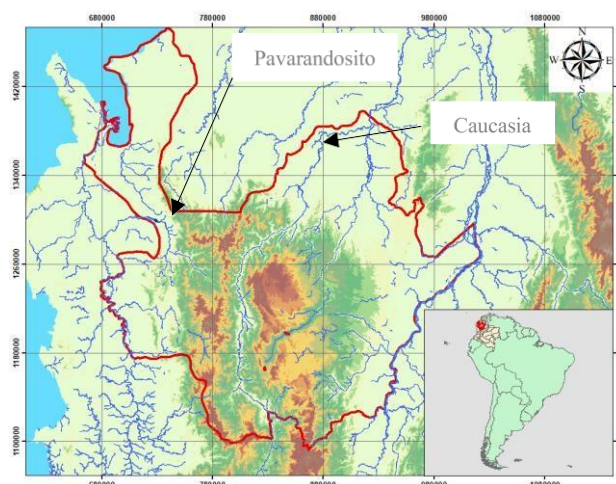


Figura 2.- Localización de Caucasia y Pavarandosito en el departamento de Antioquia

## Metodología

Tras la ejecución del levantamiento topográfico y batimétrico de cada una de las poblaciones afectadas por las inundaciones y desarrollar el análisis hidrológico para el cálculo de los caudales de diseño, se procedió en las poblaciones de Caucasia y



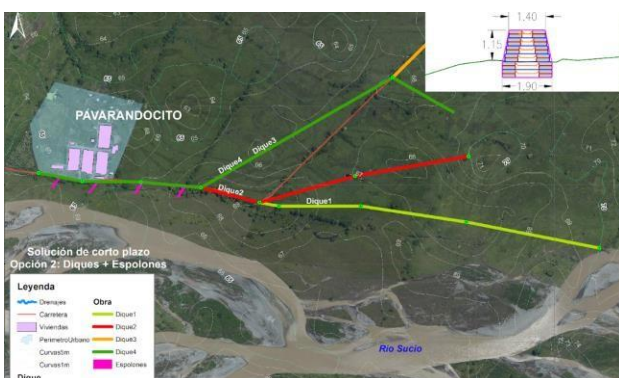
Pavarandosito a realizar la modelación hidráulica bidimensional con el objeto de determinar la peligrosidad de los diferentes caudales de creciente (2.33, 2, 10, 20, 25, 50 y 100 años de período de retorno).

A partir de los resultados de la modelación hidráulica en términos de la extensión de las inundaciones y la obtención de las velocidades y profundidades máximas, se delimitaron las áreas afectadas por las inundaciones y con ello los diferentes niveles de amenaza y peligrosidad.

Los trabajos de campo permitieron determinar las condiciones de vulnerabilidad física de las estructuras y con ello estimar las pérdidas asociadas a los diferentes niveles de inundación junto con la pérdida máxima probable (determinada para el evento de diseño con diferentes períodos de retorno) y la pérdida anual esperada (PAE), obtenida en términos de la suma de las pérdidas económicas y la frecuencia de las inundaciones.

### Resultados

A partir de los diferentes resultados analizados en la modelación hidráulica, se realizaron los diferentes planteamientos de obras de protección (diques en tierra, espolones, obras de contención) frente a la inundación y la erosión fluvial en las poblaciones de Caucasia y Pavarandosito por la acción de las crecientes en los ríos Cauca y Sucio, respectivamente.



**Figura 3.-** Obras propuestas para la mitigación de inundaciones en Pavarandosito

Fuente: Elaboración propia

Las obras propuestas permiten que las inundaciones no afecten a las poblaciones y de esta forma se pueda mitigar el efecto de las inundaciones periódicas a las cuales se ven sometidas.

### Agradecimientos

Los autores agradecen al DAGRAN por permitir el uso de la información de los proyectos para el desarrollo del presente artículo.

### Referencias Bibliográficas

**IAvH, IDEAM, IIAP, INVEMAR, SINCHI.** (2011) (Informe del Estado del Medio Ambiente y de los Recursos Naturales Renovables. Bogotá D.C, Colombia: Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales (IDEAM), 384 p.

**Porrás, H.** (2011) Boletín temático. Anuario Estadístico de Antioquia 2011: Medio Ambiente. Medellín: Gobernación de Antioquia, 2012. [Citado el 2 de abril de 2013]. Disponible en [http://www.antioquia.gov.co/PDF2/boletin\\_2011\\_medio\\_ambiente.pdf](http://www.antioquia.gov.co/PDF2/boletin_2011_medio_ambiente.pdf).

# LECCIONES APRENDIDAS EN LA APLICACIÓN DE METODOLOGÍAS PROBABILISTAS PARA EL DISEÑO DE INFRAESTRUCTURAS PORTUARIAS

Antonio Tomás, David Lucio, Javier L. Lara, Iñigo J. Losada y Gabriel Díaz-Hernández

IHCantabria – Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria.

Parque Científico y Tecnológico de Cantabria. C/ Isabel Torres, Nº 15 - C.P. 39011 Santander. España. Teléfono: +34 942 20 16 16  
antonio.tomas@unican.es, david.lucio@unican.es, jav.lopez@unican.es, inigo.losada@unican.es, gabriel.diaz@unican.es

## Introducción

Las infraestructuras portuarias son nodos fundamentales en los sistemas de transporte marítimo al proporcionar protección ante la acción de las dinámicas marinas, garantizando el correcto funcionamiento de los sectores económicos, productivos y sociales de las comunidades litorales.

Dichas dinámicas tienen un comportamiento estocástico sujetas, en función de la ubicación concreta del puerto, a distintos grados de variabilidad temporal (diaria, estacional, intra-anual, etc.) y a su vez alteradas por el Cambio Climático. Además, no sólo presentan la variabilidad intrínseca de los procesos climáticos que las generan, sino también una alta incertidumbre en su determinación, fundamentalmente las previsiones a largo plazo, en las cuales juega un papel muy importante las distintas hipótesis realizadas para establecer las distintas trayectorias correspondientes de las emisiones de gases de efecto invernadero.

En este contexto de incertidumbre, debida tanto a los drivers climáticos como a los antropogénicos, juega un papel clave la correcta definición y caracterización de la incertidumbre en las distintas fases y aspectos del diseño de un puerto: Lo cual no afecta únicamente a una correcta estima de la fiabilidad de las infraestructuras críticas a lo largo de su extensa vida útil, sino también a la evolución de la calidad de los servicios portuarios que alojan, condicionando de forma multi-sectorial la logística del transporte.

Para ello, el desarrollo de metodologías probabilistas, capaces de caracterizar la evolución de la incertidumbre en distintos ámbitos del diseño portuario, permite evaluar la fiabilidad y la funcionalidad de dichos sistemas de infraestructuras portuarias. Dichas metodologías, a su vez, incorporan la variación de los drivers climáticos y su incertidumbre, a lo largo de su vida útil, estudiando de forma robusta el impacto del Cambio Climático en el diseño de puertos. Pero a su vez, dichas técnicas probabilísticas tienen capacidad para incorporar la incertidumbre asociada a otros drivers antropogénicos o al análisis económico-financiero de un determinado diseño constructivo.

IHCantabria, durante los últimos 5 años, ha desarrollado una serie de metodologías probabilísticas basadas en técnicas de Monte Carlo que resuelven la caracterización de la incertidumbre para un diseño más robusto y óptimo de infraestructuras portuarias. Dichas metodologías recogen los tres ámbitos de aplicación destacados anteriormente: 1) verificar la fiabilidad y funcionalidad del diseño, 2) incorporar el impacto del Cambio Climático y 3) analizar la evolución económica y financiera de una obra. Todos ello ha sido desarrollado dentro del marco normativo de aplicación ROM (Recomendaciones de Obras Marítimas, ROM 0.0-01).

A continuación, se presentan los siguientes tres casos de éxito en la aplicación de metodologías probabilistas para el diseño de infraestructuras portuarias, uno por cada uno de los ámbitos de aplicación expuestos anteriormente:

- 1) Verificación mediante Nivel III del diseño de diques.
- 2) Impacto del Cambio Climático en infraestructuras portuarias.
- 3) Optimización del sistema dual ROM – MEIPOR

## Caso de éxito 1: Verificación mediante Nivel III del diseño de diques.

Tal y como se establece en las Recomendaciones de Obras Marítimas (ROM 1.0-09) en función del carácter de la obra, se puede requerir la verificación de un determinado diseño de un dique mediante métodos de cálculo probabilístico. Entre dichos métodos destaca el procedimiento denominado de Nivel III, que aplica la técnica de Monte Carlo para verificar si se cumplen las probabilidades de fallo de los modos de fallo establecidos en los criterios generales del proyecto.

En este sentido, se ha desarrollado una metodología específica que reproduce miles de ciclos de las sollicitaciones que sufre cada sección del dique a lo largo de su vida útil, evaluándose cuantas veces se supera el umbral de fallo de cada elemento o modo de fallo y el cómputo total de la sección representativa de cada tramo de obra. Para ello, es necesario caracterizar el clima marítimo incidente en el dique, correlacionando las distintas variables de viento, oleaje, corrientes y nivel del mar de las que dependen las ecuaciones de verificación de cada modo de fallo, así como sus incertidumbres. Cabe señalar que el clima marítimo multidimensional incidente (viento, oleaje, corrientes y niveles) se caracteriza a partir de las distintas funciones de distribución marginales de extremos, utilizando la técnica de las cópulas para mantener las correlaciones cruzadas entre todas ellas.

De entre los distintos ejemplos de aplicación realizados de esta metodología probabilista destaca la verificación de las 11 secciones tipo del Puerto de Gran Escala (PGE) en el Puerto de San Antonio (Chile) una vez calibrado tanto el clima marítimo como las ecuaciones de verificación de los modos de fallo mediante modelado físico en laboratorio. Dichos trabajos fueron realizados en colaboración con SENER Ingeniería y Sistemas S.A.

Finalmente, la aplicación avanzada de este tipo de técnicas ha permitido optimizar ciertos diseños de infraestructuras portuarias para cumplir estrictamente con las probabilidades de fallo asignadas a cada uno de los modos de fallo de la estructura.

## Caso de éxito 2: Impacto del Cambio Climático en infraestructuras portuarias.

Como es sabido, las zonas costeras se encuentran altamente expuestas al cambio climático y al aumento del nivel medio del mar, induciendo impactos con consecuencias adversas sobre las infraestructuras portuarias.

No obstante, una caracterización fidedigna de estos impactos costeros requiere previamente haber realizado adecuada caracterización del forzamiento climático. En este sentido, las proyecciones multi-modelo y multi-escenario de cambio climático de las variables marinas constituyen la mejor fuente de conocimiento, pues modelan desde la actualidad hasta final de siglo el clima marino bajo la hipótesis de diferentes escenarios climáticos (por ejemplo, RCP4.5 y RCP8.5). Sin embargo, éstas han sido obtenidas a escala global/regional con una resolución espacial insuficiente para llevar a cabo una evaluación fiable de los impactos a escala local en zonas costeras.

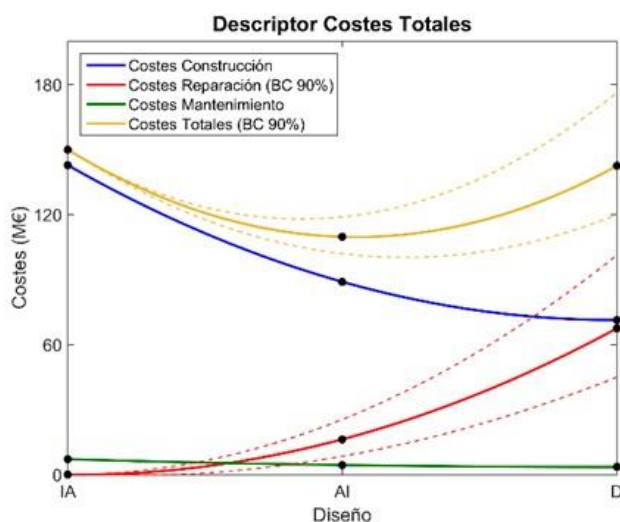
Es por ello que se ha desarrollado una metodología para caracterizar la incertidumbre de los impactos en puertos teniendo en cuenta la transferencia hasta la costa de cada una de las proyecciones de oleaje y nivel del mar de cambio climático, lo que permite la caracterización multivariada del clima marítimo incidente en la infraestructura portuaria en diferentes escenarios y horizontes temporales.

### Caso de éxito 3: Optimización del sistema dual ROM – MEIPOR.

Las obras marítimas y portuarias son infraestructuras que permiten al puerto que albergan la generación de valor en condiciones de seguridad, operatividad y eficiencia. Es por tanto necesario que la concepción y la toma de decisiones en relación con la planificación y el diseño de estas se lleven a cabo de una manera global y sin desligarlo del análisis de su rentabilidad económico-financiera.

En España, para la verificación y cumplimiento de los objetivos anteriores coexisten el Programa de Recomendaciones Marítimas y Portuarias (ROM 0.0-01) y el Método de Evaluación de Inversiones Portuarias (MEIPOR-16). El primero proporciona el soporte técnico en el diseño de las infraestructuras y el segundo proporciona el soporte económico-financiero en la conceptualización del proyecto de inversión. Se trata por tanto de herramientas complementarias y de obligado uso conjunto para la correcta toma de decisiones en relación con el desarrollo portuario.

El desarrollo de la metodología para optimizar la aplicación del sistema dual (binomio ROM-MEIPOR) se lleva a cabo en un entorno de incertidumbre, debido tanto a los procesos climáticos como a las variables económicas y de mercado con incidencia directa e indirecta en el puerto. El proceso de optimización es doble e iterativa, en la que el resultado final define el proyecto de construcción óptimo que lleva aparejado un proyecto de inversión eficiente cumpliendo todas las restricciones de ROM y MEIPOR.



**Figura 1.-** Análisis de sensibilidad de los costes totales de un proyecto frente al criterio de diseño del dique: Inicio de Avería IA, avería de Iribarren AI, destrucción D para una terminal concebida en un escenario de demanda creciente durante la concesión.

### Conclusiones

La aplicación de las metodologías probabilistas ha permitido cumplir exitosamente con los requerimientos de las Recomendaciones de Obras Marítimas (ROM 1.0 - 09) en cuanto a la verificación mediante Nivel III de distintos diseños de diques.

Especial importancia cobra, en el diseño de infraestructuras portuarias, la incorporación no sólo de los efectos del cambio climático en las metodologías de diseño, sino también acotar correctamente la incertidumbre asociada a los distintos escenarios climáticos establecidos por el IPCC (Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático). En este sentido, el desarrollo y aplicación de metodologías probabilistas ha permitido acotar el impacto del Cambio Climático en la fiabilidad y funcionalidad de infraestructuras portuarias.

Finalmente, no sólo el análisis técnico de la fiabilidad y funcionalidad de una obra es objeto de verificación mediante técnicas probabilistas (ROM 0.0-01), sino que es necesario también cumplir una serie de restricciones económicas financieras (MEIPOR-16) relativas al cumplimiento de los objetivos de inversión en la vida de una determinada concesión portuaria. Para cumplir con ambos requerimientos se ha definido una metodología probabilista dual para optimizar un determinado proyecto de inversión portuario, cumpliendo todas las restricciones de ROM y MEIPOR, tal y como se establece en la ROM 1.1-18.

Como conclusión final, las distintas aplicaciones o casos de éxito desarrollados, han permitido acotar la cascada de incertidumbre asociada a distintos procesos y factores que interviene en el diseño de infraestructuras portuarias, fundamentalmente los vinculados al riesgo climático.

### Agradecimientos

David Lucio agradece al Ministerio de Ciencia, Innovación y Universidades su apoyo económico a través del programa para la formación de personal investigador (FPI PRE2018-086142).

Este trabajo ha sido parcialmente financiado a través del Programa Estatal de PROYECTOS DE I+D+i orientada a los Retos de la sociedad (PID2020-118285RB-I00) del Ministerio de Ciencia, Innovación y Universidades.

Los autores agradecen el apoyo recibido del Ministerio de Transición Ecológica y Reto Demográfico a través del proyecto “Contrato de servicios para la elaboración de la metodología y bases de datos para la proyección de impactos del Cambio Climático a lo largo de la costa española”.

Los autores agradecen el apoyo recibido de Puertos del Estado a través del proyecto “Aplicación metodológica del análisis de rentabilidad económica-financiera del proyecto de construcción e inversión de una obra marítima mediante el uso dual ROM - MEIPOR”, así como a la empresa McValnera por su participación en dicho proyecto.

Finalmente, los autores agradecen el apoyo recibido de la empresa SENER Ingeniería y Sistemas S.A. a través de los distintos proyectos de colaboración realizados en el marco de la “Ingeniería de optimización e ingeniería de detalle de obra de abrigo, dragado y obras complementarias del Puerto de Gran Escala en el Puerto de San Antonio (Chile)”.

### Referencias

- MEIPOR-16.** (2016) Manual de Evaluación de rentabilidad de Inversiones en el Sistema Portuario de Titularidad Estatal. *Puertos del Estado*
- ROM 0.0-01.** (2001) Procedimiento General y Bases de Cálculo para Proyectos en Obras Marítimas. *Puertos del Estado*
- ROM 1.0-09.** (2009) Bases y Factores del Proyecto para estructuras marítimas frente a las oscilaciones del mar. *Puertos del Estado*
- ROM 1.1-18.** (2018) Recomendaciones para el proyecto de Construcción de Diques de Abrigo. *Puertos del Estado*

## EFFECTOS DE LA OPERACIÓN NO UNIFORME EN CUENCOS DE DISIPACIÓN

Daniel Bacchiega, Constanza Fernández Gorostidi, Federico Romero y Claudio Fattor

Laboratorio de Hidráulica, Instituto Nacional del Agua, Argentina  
jbcchiega@ina.gob.ar, cgorostidi@ina.gob.ar, fromero@ina.gob.ar, cfattor@ina.gob.ar

### RESUMEN:

Las obras de alivio son estructuras proyectadas para un gasto de diseño con apertura total y uniforme de compuertas, de forma tal que el gasto específico se mantenga constante a lo largo de toda la longitud de vertido. La no uniformidad en la descarga, debido a consignas de operación particulares, puede crear condiciones hidráulicas no deseables generando potenciales consecuencias estructurales y/o de funcionalidad en las estructuras de disipación.

El presente artículo evalúa los efectos generados para dichas condiciones. Con este propósito, entre los escenarios considerados se incluye la apertura uniforme de compuertas, durante la operación aislada del vertedero, la apertura no uniforme de compuertas, incluyendo la configuración simétrica y asimétrica del vertedero. Por último, la operación conjunta del vertedero con el descargador de fondo sobre el mismo cuenco disipador es incluida como condición a evaluar.

### ABSTRACT:

Spillways are projected for a design discharge with full and uniform opening of gates, so that specific discharge remains constant along the entire length. The non-uniform discharge, due to particular operating rules, can create undesirable hydraulic conditions and generate potential structural consequences in the dissipation structures.

This paper evaluates the effects generated for such conditions. For this purpose, uniform opening of gates during isolated operation of the spillway and non-uniform opening of gates, including symmetrical and asymmetrical configuration of the spillway are included between the scenarios under analysis. Finally, the joint operation of the spillway and the bottom over the same dissipation basin is included as a condition to be evaluated.

**PALABRAS CLAVES:** operación conjunta; cuenco disipador; presiones fluctuantes; cavitación.

## INTRODUCCIÓN

Las obras de alivio son estructuras proyectadas para un gasto de diseño con apertura total y uniforme de compuertas, de forma tal que el gasto específico se mantenga constante a lo largo de toda la longitud de vertido, incidiendo con esta uniformidad de descarga en la estructura de disipación de energía. Sin embargo, para erogar caudales menores se requiere de la operación parcial de las compuertas, generándose diferentes escenarios operativos posibles.

En este contexto, la ausencia de una consigna de operación clara puede crear condiciones hidráulicas no deseables (De Lio, 1986), generando potenciales consecuencias estructurales y/o de funcionabilidad.

Otra condición que podría presentar dicho efecto es la asociada a un desembalse de emergencia, donde el vertedero podría trabajar de forma conjunta con órganos auxiliares, descargando sobre el mismo cuenco disipador. En este caso, la descarga simultánea de flujos de diferentes características aumenta la tridimensionalidad del resalto forzado modificando el comportamiento hidrodinámico en el cuenco disipador.

Estas acciones pueden afectar a la estructura de disipación a partir de la aparición de procesos de cavitación por pulsos de presión o bien, aguas abajo de la misma, por posibles procesos de erosión que podrían comprometer su integridad. En último lugar, e implicando un menor riesgo, se pueden dar procesos de abrasión dentro del cuenco por introducción de material móvil de la zona de restitución debido a escenarios asimétricos de descarga.

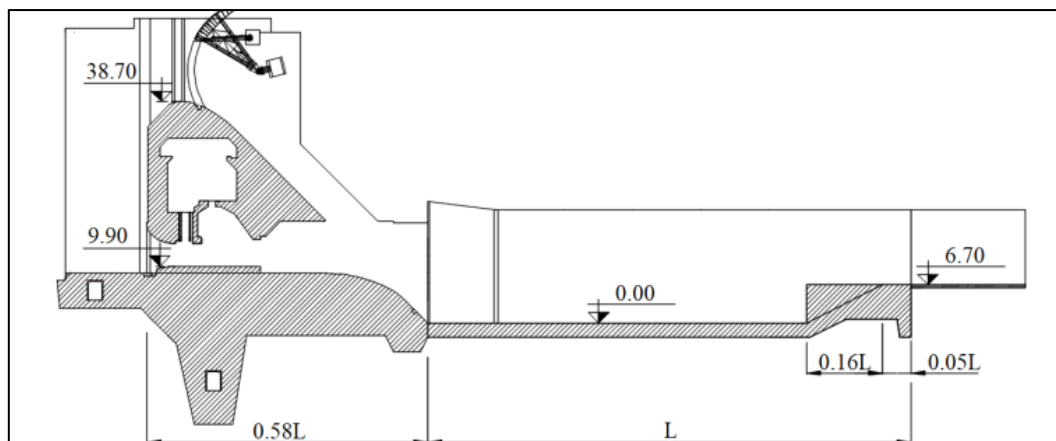
El presente artículo se concentra en la evaluación de los efectos generados en cuencos de disipación para condiciones no uniformes de descarga. Para ello se analizaron escenarios de:

- Apertura uniforme de compuertas, durante la operación aislada del vertedero.
- Aperturas no uniforme de compuertas, incluyendo la configuración simétrica y asimétrica del vertedero.
- Operación conjunta del vertedero con el descargador de fondo sobre el mismo cuenco disipador.

Estos estudios se llevaron a cabo en un modelo físico tridimensional con una escala de longitudes 1:40, el cual cumple con la similitud de Froude, construido y operado en las instalaciones del Laboratorio de Hidráulica del Instituto Nacional del Agua (INA), en Argentina.

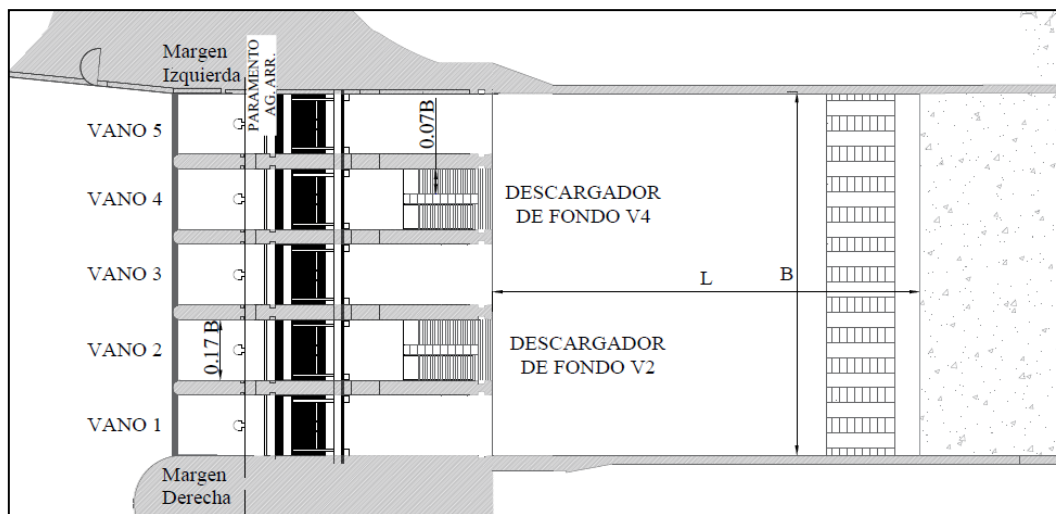
## DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La obra analizada cuenta con un perfil de vertedero tipo Creager, dividido en cinco vanos controlados por compuertas radiales. Las características generales se muestran en la Figura 29, en un corte longitudinal, y la Figura 30, en una planta de la obra.



**Figura 29.-** Estructura analizada, corte longitudinal

La estructura de disipación está conformada por un cuenco amortiguador, común al ancho total B de la obra de alivio y una longitud total L. En su tramo final se ubica un plano inclinado 1V:2H en el cual se intercalan 12 bloques de 3.0 m de ancho y 6.7 m de altura.



**Figura 30.-** Estructura analizada, planta

Los cuatro orificios del descargador de fondo se ubican en el cuerpo del vertedero, en coincidencia con los dos vanos adyacentes a los extremos.

## METODOLOGÍA DE TRABAJO Y PARÁMETROS RELEVADOS

La escala de longitudes del modelo físico de Froude utilizado para realizar el estudio fue 1:40. Con esta escala se asegura una mínima, o controlable, incidencia de las fuerzas viscosas, por lo que los fenómenos de formación y decaimiento de circulaciones y vorticidad resultan representativos.

Se analizaron una serie de resultados obtenidos a partir de distintos escenarios combinados de operación aislada y conjunta de los órganos de descarga, con configuración uniforme y no uniforme de compuertas del vertedero, pudiéndose agrupar en:

- Apertura uniforme de compuertas, durante la operación aislada del vertedero.
- Aperturas no uniforme de compuertas, incluyendo la configuración simétrica y asimétrica del vertedero.
- Operación conjunta del vertedero con el descargador de fondo sobre el mismo cuenco disipador, sin control de compuertas del vertedero.

Las condiciones extremas de operación del vertedero, erogando su caudal máximo, no dan lugar al establecimiento de consignas operativas, por lo que los resultados analizados en el presente artículo, se concentran en escenarios asociados aún caudal erogado del 50% de la condición máxima extraordinaria ( $Q_{50\%}$ ). Los mismos se presentan en la Tabla 1.

**Tabla 1.-** Escenarios analizados para  $Q_{50\%}$

	V1	V2	V3	V4	V5	
<b>Uniforme</b>	✓	✓	✓	✓	✓	Operación Aislada (vertedero)
<b>No uniforme</b>	✓	✓	✓	-	-	
	✓	-	✓	-	✓	
	V1	DF	V3	DF	V5	Op.Conjunta (vertedero y desc. de fondo)
	✓	✓	✓	✓	✓	

Los parámetros fijados fueron, el gasto regulado por vertedero y nivel de restitución correspondiente para el caudal de análisis. El nivel de embalse corresponde al máximo normal para los escenarios de operación aislada del vertedero, mientras que para el escenario de operación conjunta no se ha establecido el control del flujo mediante las compuertas del vertedero, lo que redundaría en una disminución del nivel de embalse.

En todos los casos se analizó el comportamiento hidrodinámico del cuenco con la finalidad de:

- Verificar la existencia de riesgos de cavitación, relevándose los valores de presión instantánea correspondiente a una probabilidad de ocurrencia del 0,1%.
- Evaluar la intensidad de turbulencia mediante la variación del valor medio cuadrático de la fluctuación (RMS) (Toso, 1988).
- Determinar la distribución de presiones sobre las losas del cuenco, evaluando para ello las presiones instantáneas con una probabilidad de ocurrencia del 5,0%, siendo este valor importante para la evaluación estructural de estabilidad de las losas

En relación al primer punto, se conoce que la presión crítica que desencadena el fenómeno de cavitación es una presión mínima que alcanza la tensión de vapor del agua que, expresada como presión relativa se sitúa en el orden de -9,60 m de columna de agua. Sin embargo, considerando que los valores presentados resultan del análisis estadístico de un fenómeno aleatorio donde los valores extremos cobran relevancia (Lopardo R., 1985), se adopta un margen de seguridad para las presiones mínimas admisibles en la estructura. De esta forma, la zona de riesgo de cavitación queda comprendida entre -7,50 m.c.a y -9,60 m.c.a. como rango de valores representativos.

Para efectuar las mediciones de las presiones medias y fluctuantes se colocaron tomas de presión sobre las losas del cuenco, ubicadas en coincidencia con los ejes de vanos y pilas. Los vanos se enumeran desde margen derecha a margen izquierda como V1, V2, V3, V4 Y V5.

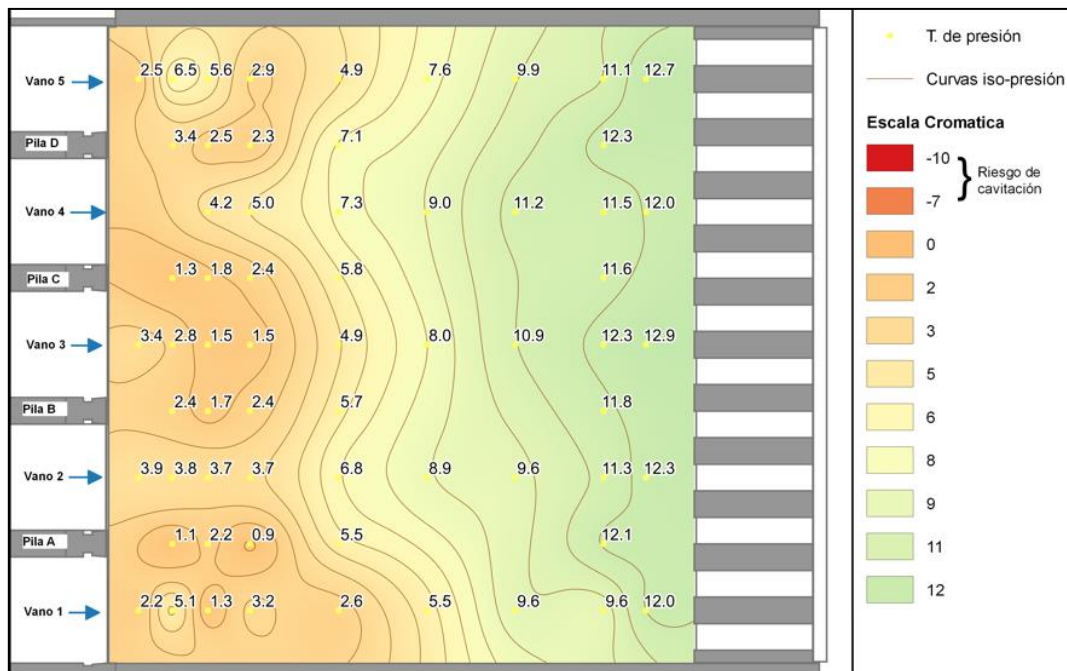
## ANÁLISIS DE RESULTADOS

Los escenarios evaluados corresponden a aquellos que erogan el 50% del caudal de máximo extraordinario ( $Q_{50\%}$ ).

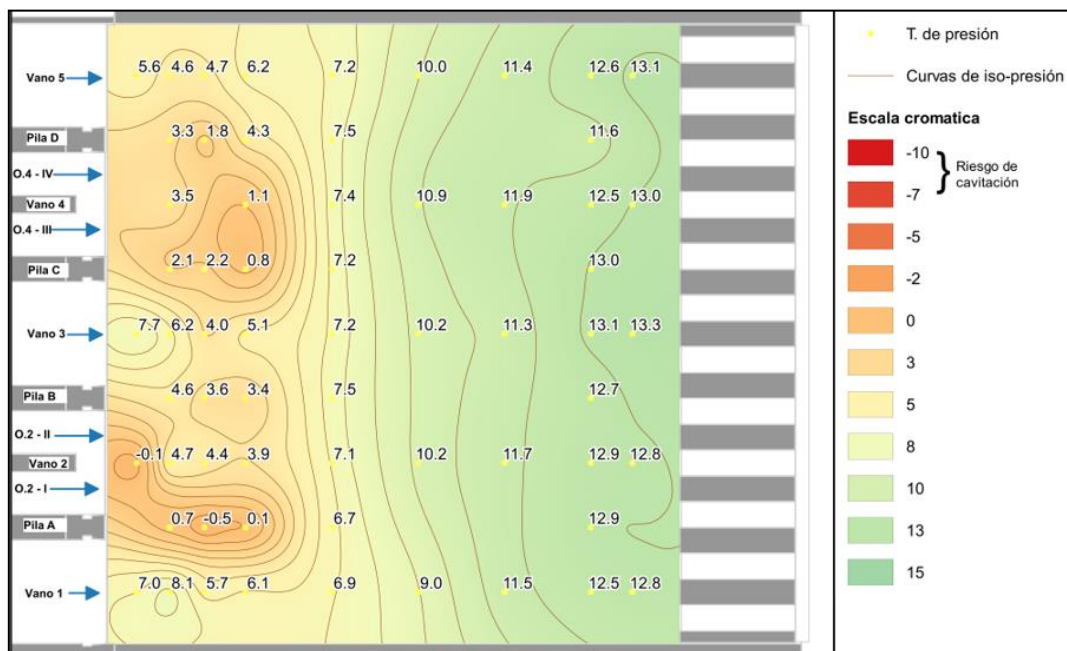
Para determinar el comportamiento hidráulico dentro del cuenco disipador, se analizan las acciones hidrodinámicas en diferentes sectores considerando los valores de presión instantánea correspondiente a una probabilidad de ocurrencia del 0,1% como parámetros representativos del nivel de fluctuación.

Inicialmente se muestran los resultados obtenidos para la condición uniforme durante la operación aislada del vertedero (Esc.1) y la operación conjunta (Esc.4) con el descargador de fondo, en la **Figura 31** y la **Figura 32**. Los datos se ven reflejados en plantas donde se indican los valores correspondientes a cada toma, mostrándose curvas de iso-presión y una escala cromática que favorece la comprensión de los valores obtenidos.

Del análisis de los resultados del Escenario 1, en relación con las semi-amplitudes de fluctuación de presión, se destaca que no existen puntos que estén sometidos a un campo de presiones que pueda originar cavitación por pulsos de presión, obteniéndose valores positivos en la mayoría de los casos para ambas condiciones.



**Figura 31.-** Presiones totales con probabilidad de no excedencia del 0,1%, Vertedero Q<sub>50%</sub>

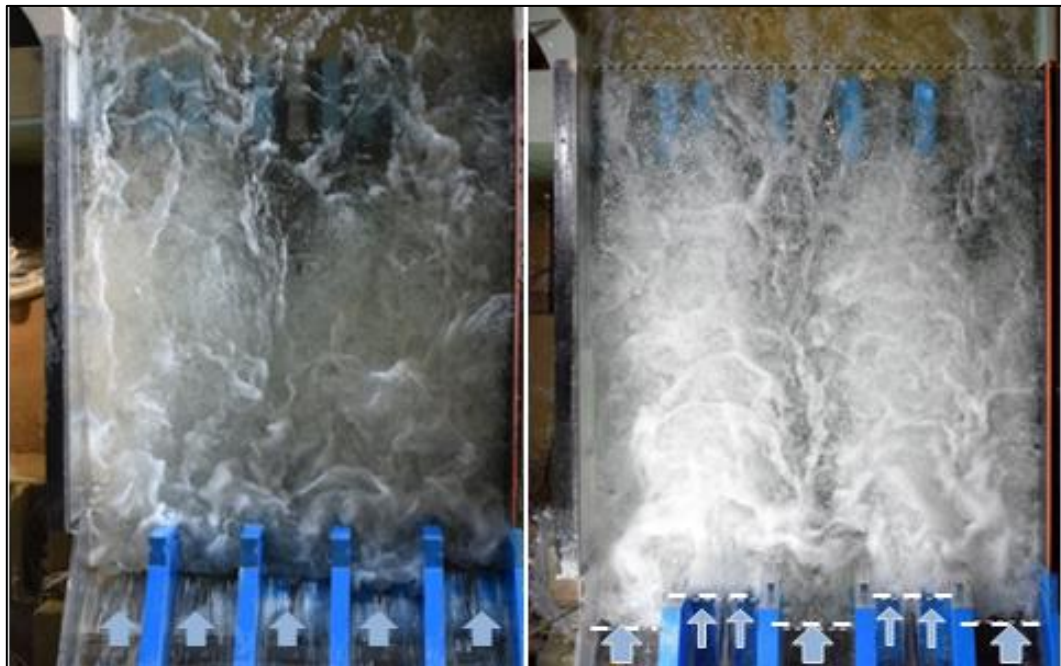


**Figura 32.-** Presiones totales con probabilidad de no excedencia del 0,1%. Op Conjunta Q<sub>50%</sub>

En el caso de la operación conjunta, a pesar de las características altamente turbulentas del escurrimiento derivadas de la interacción de las descargas del vertedero y los descargadores de fondo dentro del cuenco, los altos registros de presión media logran que el valor de la presión total sea positivo en todo el desarrollo.

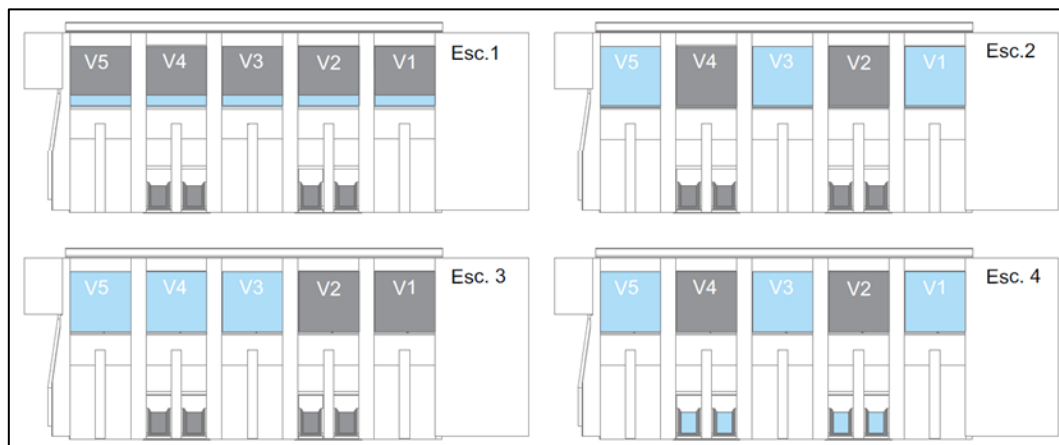
Se puede definir entonces que los escenarios de operación uniforme del vertedero y operación conjunta presentan un comportamiento hidrodinámico similar, con valores dentro de los parámetros esperables, a pesar de las diferencias observadas en la Figura 33 para ambas descargas.





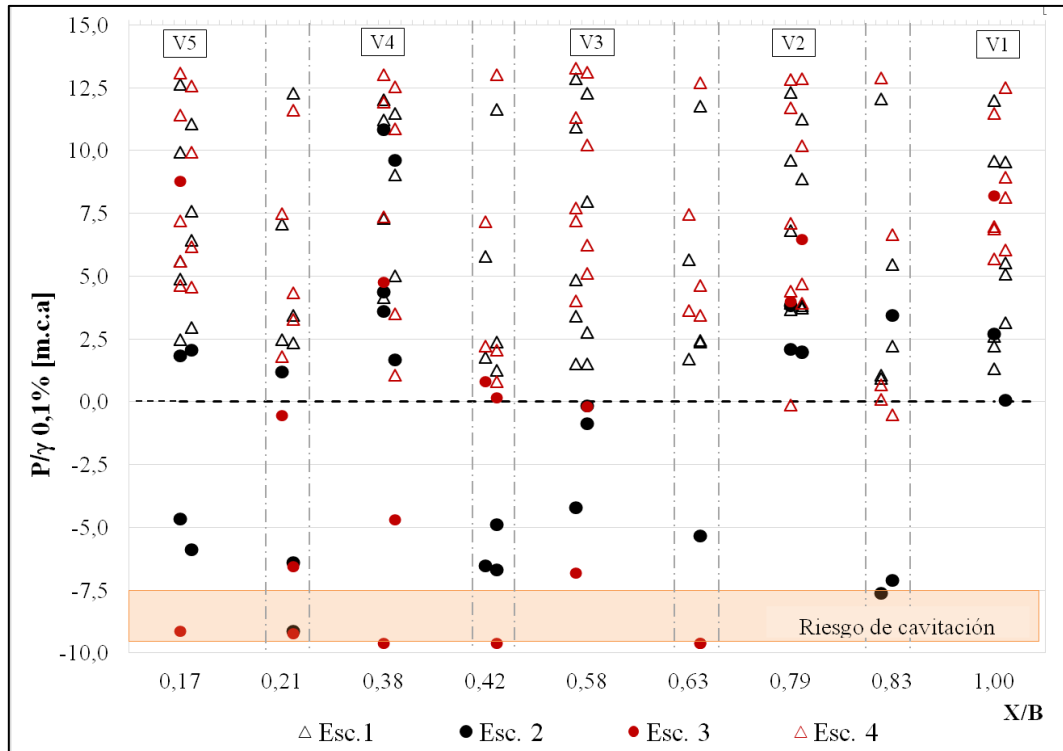
**Figura 33.-** Descarga operación aislada y conjunta. Esc.1 (izq) Esc.4 (der)

Para evaluar las diferencias existentes entre las configuraciones uniformes y no uniformes de descarga, se realizó una superposición de la totalidad de los datos obtenidos, para los cuatro escenarios analizados con el mismo caudal erogado. Se reitera la configuración de operación de cada escenario en la **Figura 34**, con un esquema de la vista transversal desde aguas arriba de las obras de control, donde el color celeste representa vanos operativos, de forma total o parcial, y el gris las compuertas.

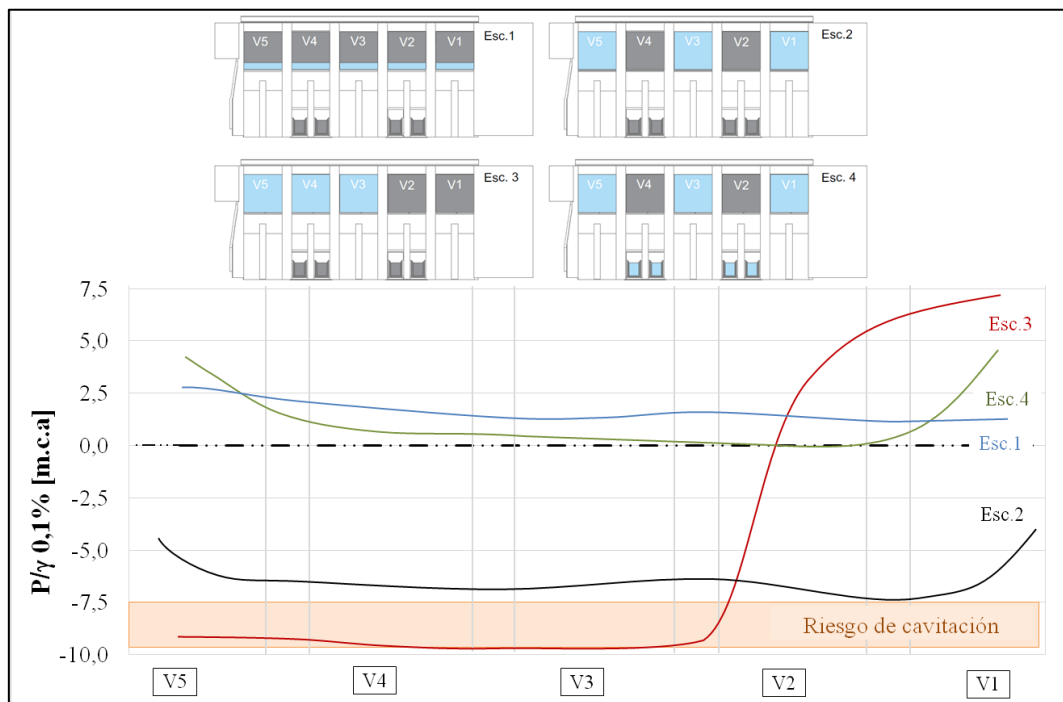


**Figura 34. –** Escenarios de análisis, vista transversal desde aguas arriba

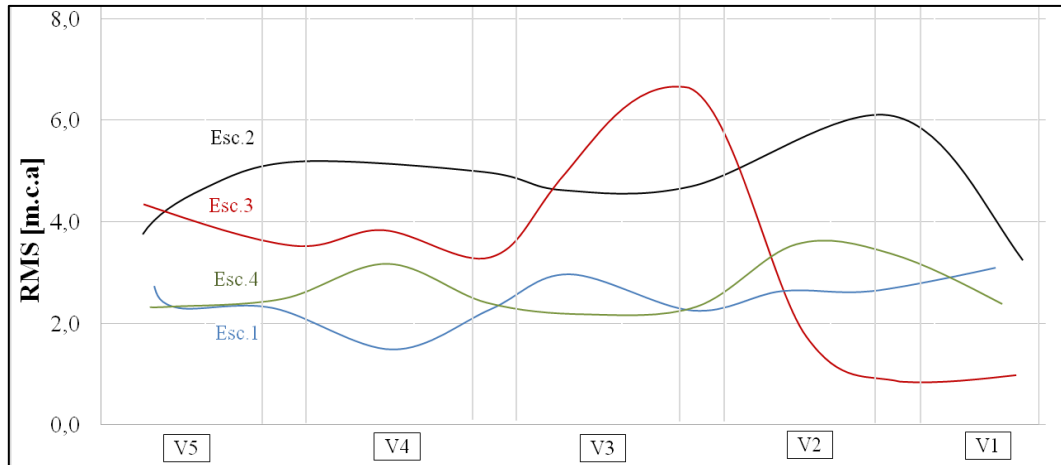
En esta oportunidad, los datos de todas las tomas del cuenco y de la totalidad de los escenarios, se exponen en un único corte transversal. El gráfico diferencia, además, entre aquellos resultados correspondientes a las tomas alineadas con los ejes de los vanos respecto de los alineados con los ejes de pila mediante líneas de trazo y punto. Dicho procedimiento se repite para ambos parámetros relevados,  $P/\gamma$  0,1% y  $P/\gamma$  5%, según se muestra en la **Figura 35** y la **Figura 39** respectivamente. Por otro lado y con el fin de simplificar un análisis posterior, en la **Figura 36** y la **Figura 37**, se ven reflejados la envolvente de los valores mínimos característicos del riesgo de cavitación y las envolventes máximas de valores de RMS respectivamente



**Figura 35.-** Presiones con probabilidad de no excedencia del 0,1%,  $Q_{50\%}$



**Figura 36 -** Envoltorio de los valores mínimos característicos del riesgo de cavitación

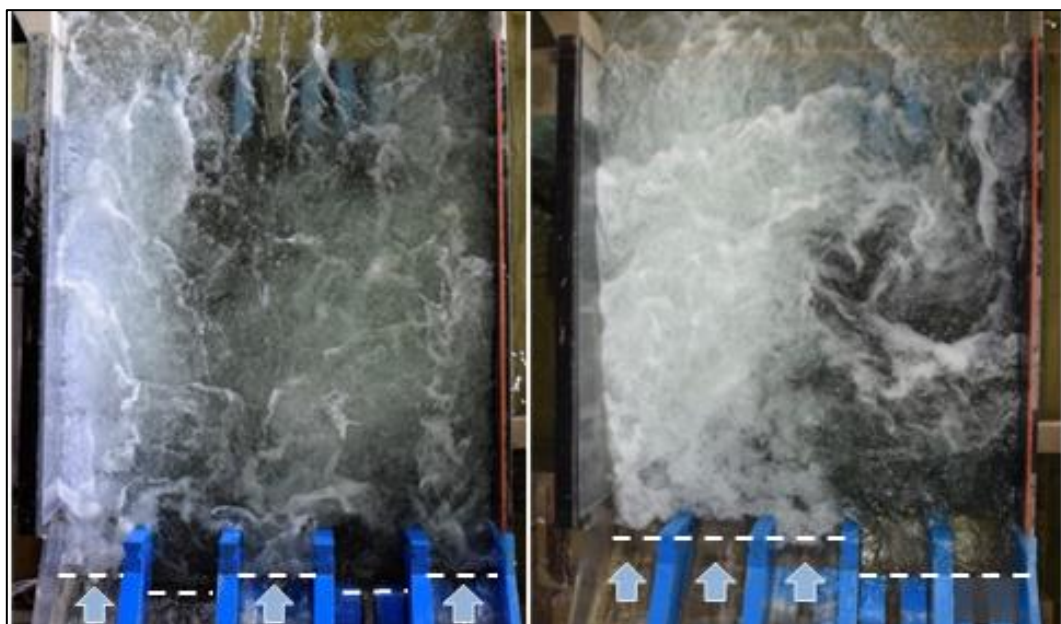


**Figura 37** - Envolvente de los valores máximos característicos de la intensidad de turbulencia

La condición asimétrica de operación aislada del vertedero (Escenario 3) resulta la más comprometida respecto del riesgo de cavitación. En efecto, la fotografía derecha de la Figura 38 permite identificar un complejo escurrimiento tridimensional, resultado de una brusca expansión de la descarga que se superpone a las características propias del resalto hidráulico. El vórtice de eje vertical que tiene lugar sobre la margen derecha del cuenco, reduce la sección efectiva de descarga concentrando la turbulencia y en consecuencia la fluctuación de presión sobre el extremo opuesto, lo que se ve reflejado en las mediciones de intensidad de turbulencia exhibidas en la **Figura 37**. El valor extremo de máxima intensidad de turbulencia coincide con la interacción de la descarga y la recirculación previamente indicada.

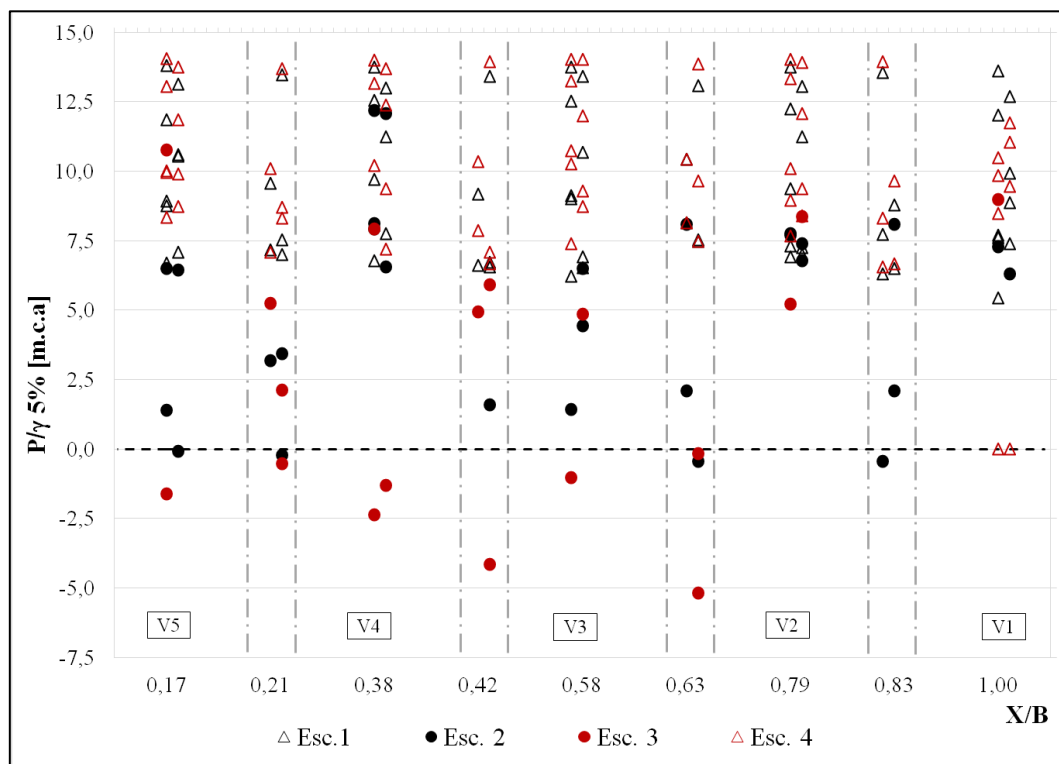
En contraposición, para el Escenario 2 de operación no uniforme pero simétrica del vertedero, la descarga presenta una expansión brusca de la vena acelerada que desciende del vertedero superpuesta a las características intrínsecas del resalto hidráulico. Esto genera un complejo escurrimiento tridimensional que tiende a desarrollar elevada turbulencia en las zonas de frontera con el volumen inactivo de los vanos no operativos. De esta forma se explicaría el incremento sustancial de presiones fluctuantes respecto de la condición uniforme o incluso la operación conjunta.

Se concluye que ambos escenarios mostrados en la Figura 38 resultan poco recomendables frente a la descarga uniforme o la configuración de operación conjunta.



**Figura 38.-** Descarga escenarios no uniformes, operación aislada. Esc. 2 (izq) Esc. 3 (der)

Por último, se analizan las presiones instantáneas con una probabilidad de ocurrencia del 5,0%, las cuales se presentan en la Figura 39.



**Figura 39.-** Presiones con probabilidad de no excedencia del 5,0%,  $Q_{50\%}$

Considerando que el parámetro evaluado se vincula con las solicitaciones de las losas del cuenco y su estabilidad al levantamiento se puede decir que:

- Escenarios 1 y 4: Las solicitaciones en todo el dominio resultan mayores a 5 m.c.a. No existen solicitaciones de succión que deban tenerse en cuenta en el análisis de estabilidad de las losas.
- Escenario 2: no se observa implicancias negativas para la estructura, obteniéndose valores mínimos cercanos al cero.
- Escenario 3: se registran solicitaciones de succión en coincidencia con los vanos operativos, estas podrían impactar en el análisis de estabilidad de losas.

Se confirma, de esta manera, que las solicitaciones sobre las losas del cuenco no dependen únicamente del caudal total erogado, sino que se ven fuertemente determinados por la configuración de la descarga general (Fernández Gorostidi, 2020).

Asimismo, resulta importante contemplar que las acciones hidrodinámicas del flujo interpretadas puntualmente a partir del campo de presiones medias y fluctuantes, con la probabilidad de no excedencia atribuible en cada caso, demandarían una valoración adicional de correlación espacio-temporal para poder integrar efectivamente estas presiones sobre las losas y obtener de ese modo las fuerzas y momentos sobre cada losa (Fattor, 1996).

## CONCLUSIONES

Del análisis de resultados obtenidos y mostrados en el presente artículo se puede concluir que:

- La operación conjunta no introduce, bajo las consignas analizadas, cambios significativos respecto de la operación uniforme, en ninguno de los parámetros analizados, esto es  $P/\gamma$  0,1%, RMS y  $P/\gamma$  5%.
- En ese contexto existe cierta flexibilidad en cuanto a la operación de los distintos órganos de evacuación en la medida que se generen condiciones de descarga cuasi uniforme.
- La operación asimétrica resulta la más comprometida respecto del riesgo de cavitación, mientras que para el análisis de estabilidad de las losas se obtienen solicitaciones de succión que pueden impactar en el análisis de estabilidad de las losas.
- Los resultados obtenidos permiten validar conclusiones existentes dando opciones operativas variadas tanto para la descarga de caudales por debajo del caudal de diseño como para la operación conjunta durante maniobras de desembalse.

## AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan su agradecimiento al personal técnico del Laboratorio de Hidráulica del Instituto Nacional del Agua que participó en las mediciones realizadas en el modelo físico.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- De Lio, J.C, Vernet, G.F., Chividini, M.F., Lopardo, R.A.** (1986). “Presiones Fluctuantes en Disipadores con Operación no Uniforme del Vertedero”. *XII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, San Pablo, Brasil.*
- Fernández Gorostidi, C., Bacchiega, D, Romero, F., Fattor C.** (2020). “Hydrodynamic Evaluation of a Stilling Basin under Asymmetric Operation of Gated Spillway”. 8th IAHR ISHS, Santiago, Chile.
- Lopardo R., Henning R.** (1985). “Experimental advances on pressure fluctuations beneath hydraulic Jumps”. *Proceedings of 21st IAHR Biennial Congress, Melbourne, Australia*, pp. 633-637
- Toso, J.W., Bowers, C.E.**(1988). “Extreme Pressures in Hydraulic-Jump Stilling Basins”. *Journal of Hydraulic Engineering*, 114 (8).
- Fattor C., De Lio J., Lopardo R.**, “Alternative forces on slabs in an energy dissipator”. *1st. International Conference on Rivertech '96: New/Emerging Concepts for Rivers*, Illinois, U.S.A., Setember 1996.

## CORRELACIÓN DE VARIABLES GEOTÉCNICAS Y NIVEL DE EMBALSE EN TRES PRESAS DE TIERRA EN COLOMBIA

Álvarez, R. M., Parra, J. C.

Politécnico Colombiano Jaime Isaza Cadavid, sede Medellín, Colombia  
raul\_alvarez91111@elpoli.edu.co; jcparra@elpoli.edu.co

### RESUMEN

En el departamento de Antioquia - Colombia, se tienen 3 presas de tierra que pertenecen a Empresas Públicas de Medellín (EPM), ubicadas en cuencas andinas de media y alta montaña de la cordillera central del país. Las 3 presas (Troneras, La Fe y Riogrande II) tienen diferentes propósitos como son: generación energía y abastecimiento de agua.

Para analizar el comportamiento de las variables geotécnicas, se utiliza una base de datos que contiene las variables nivel de embalse como variable independiente y presión de poros, nivel freático e infiltraciones como variables dependientes, de modo que se pueda procesar la información de al menos 7 años de operación. Es importante mencionar que, aunque no se utilizarán en este análisis, también existen variables importantes como deformaciones y aceleraciones.

Una vez ajustada y balanceada la base de datos, se utilizan los coeficientes de correlación como medida estadística multivariable para conformar matrices usando el software Matlab a través de graficas tipo mapas de calor y series de tiempo, las cuales facilitan visualizar las respectivas correlaciones y permiten determinar la variable más correlacionada con nivel de embalse, así como jerarquizar las variables analizadas.

Finalmente se obtiene como resultado que la relación entre las variables independientes y la variable dependiente no se logra establecer mediante este método estadístico a diferencia de las series de tiempo, las cuales sí ilustran dicha relación.

### ABSTRACT

In the department of Antioquia - Colombia, there are 3 earthen dams that belong to Empresas Públicas de Medellín (EPM), located in Andean basins of medium and high mountains of the central mountain range of the country. The 3 dams (Troneras, La Fe and Riogrande II) have different purposes such as: power generation and water supply.

To analyze the behavior of the geotechnical variables, a database is used that contains the variables reservoir level as an independent variable and pore pressure, water table and infiltration as dependent variables, so that the information of at least 7 years of operation. It is important to mention that, although they will not be used in this analysis, there are also important variables such as deformations and accelerations.

Once the database is adjusted and balanced, the correlation coefficients is used as a multivariable statistical measure to form matrices using the MATLAB software through heat map and time series graphs, which facilitate visualizing the respective correlations and allow determining the variable. correlated with reservoir level, as well as to rank the variables analyzed.

Finally, it is obtained as a result that the relationship between the independent variables and the dependent variable cannot be established by this statistical method, unlike the time series, which do illustrate said relationship.

**PALABRAS CLAVE:** Presa de tierra, Instrumentación geotécnica, correlación de variables

## INTRODUCCIÓN

Monitorear presas, como estructuras importantes para la sociedad, implica selección e instalación de instrumentación que permita inferir su comportamiento en relación con lo esperado desde diseño y que permita tomar acción ante anomalías. Basset, (2012). Esto, mediante el monitoreo frecuente de dicha instrumentación, de manera que permita la comprensión del comportamiento de las variables geotécnicas e hidrológicas que influyen en las presas. Newell, et al., (2016).

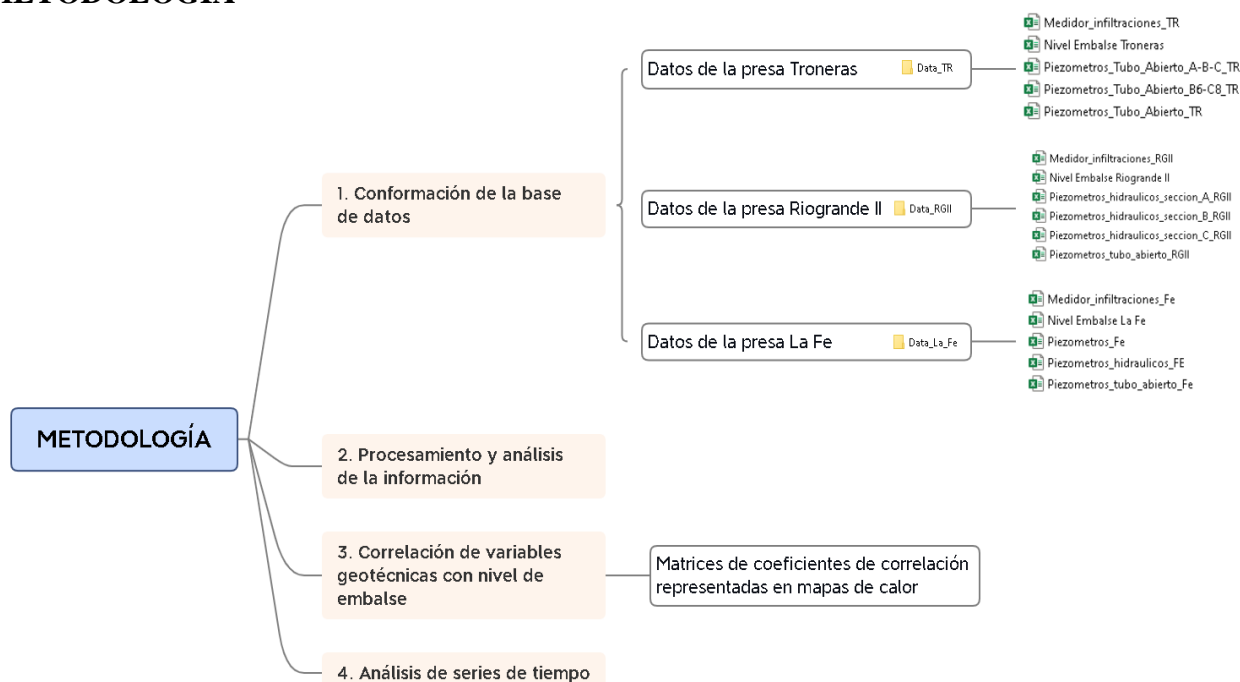
La frecuencia de las mediciones de la instrumentación es típicamente definida desde diseño, como también por los límites de alerta definidos para controlar el riesgo en la infraestructura. Mauriya, (2010), que a medida que pasan los años generan grandes bases de datos y que, en caso de contar con un sistema automatizado de adquisición de datos, la producción de grandes volúmenes de datos y la consiguiente demanda de la evaluación de estos datos será inevitable. Papachatzaki et al., (2009)

El primer paso en todo problema con grandes volúmenes de datos es seleccionar grupos de datos funcionales para facilitar el análisis, exploración, identificación de sus características y que permita prepararlos para posteriores manipulaciones. Torrecilla, (2010). Por lo tanto, la selección de la base de datos debe contener la suficiente y coherente información para ser procesada y analizada a partir de un tratamiento conocido como balanceo de tablas, es decir, que todas las variables tengan datos para las fechas seleccionadas de manera que se cuente con datos coherentes y en los rangos de fechas que se desea analizar; pues el tamaño adecuado para la muestra es crucial para su manipulación y la representatividad de los resultados. Espinar, (2018).

Para facilitar la interpretación de grandes volúmenes de datos, es de gran ayuda contar con una representación gráfica que comunique la información obtenida de los datos de forma clara y eficiente para comprenderla y utilizarla. Sánchez et al., (2000).

En este artículo se utilizan las gráficas de tipo mapas de calor y series de tiempo que permiten contrastar y comprobar las correlaciones obtenidas entre las variables geotécnicas y nivel de embalse de 3 presas de tierra, que dan razón de su comportamiento en el rango de tiempo analizado y permita jerarquizar dichas variables.

## METODOLOGÍA



**Figura 40.**-Mapa esquemático de la metodología

## CONFORMACIÓN DE LA BASE DE DATOS

Inicialmente, se conforma la base de datos de las variables geotécnicas y de nivel de embalse para cada presa, de modo que contengan datos suficientes e información de calidad para ser procesada.

Esta base de datos será procesada mediante un software de procesamiento matemático (en este caso, se utilizó el software MATLAB), dado es una herramienta con la capacidad suficiente para procesar grandes volúmenes de datos.

En la **Figura 40** se ilustra el mapa esquemático de la conformación de la base de datos que contiene la información de la instrumentación geotécnica y niveles de embalse de las presas Troneras, Riogrande II y La Fe.

## PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN

Para el análisis y tratamiento de datos fue necesario realizar intersección de las tablas para obtener una tabla combinada con las variables adquiridas en la misma fecha, haciendo uso de la función de Matlab ilustrada en la ecuación 1. Esto, debido a que los datos de las variables a correlacionar con el nivel de embalse no estaban adquiridos en la misma frecuencia.

$$TT = \text{synchronize}(TT1, TT2, 'intersection') \quad [1]$$

La sincronización de tablas arrojó una base de datos acotada en tiempos diferentes para cada presa como se ilustra en la Tabla 5, donde se asegura que todas las variables cuentan con información para una fecha específica. Para el caso de la presa Troneras, se instalaron unos instrumentos en el año 2015 y esto obliga a que el rango donde se cuenta con datos en todas las variables inicie en este año.

**Tabla 5.-Rango de fechas de base de datos por presa**

Rango de Fechas de Base de Datos x Presa		
Presa	Fecha Inicial	Fecha Final
Troneras	04-nov-2015	26-jan-2022
Riogrande II	08-nov-1990	26-jan-2022
La Fe	18-mar-2004	28-jan-2022

Posteriormente se realiza un ajuste de las tablas por medio de la herramienta Data Cleaner de MATLAB, donde se depuran las tablas por medio de la limpieza de datos ausentes (Clean Missing Data) y eliminación de valores fuera de rango (outliers) que estén claramente definidos como datos erróneos (Clean Outlier Data), para el caso en que el outlier no es un error, se utiliza la mediana de la muestra para hacer el ajuste como medida de centralización robusta que evita la supresión de valores extremos. Ferrero, (2017).

Como ejemplo de este procedimiento, se presenta la eliminación de outliers del caudal de infiltraciones de la presa Riogrande II, asociados a una falla temporal del sensor a finales del año 2021. A la izquierda de la **Figura 41** se puede observar la serie de tiempo con presencia de valores erróneos y a la derecha de la **Figura 41** se presenta la serie de tiempo procesada.



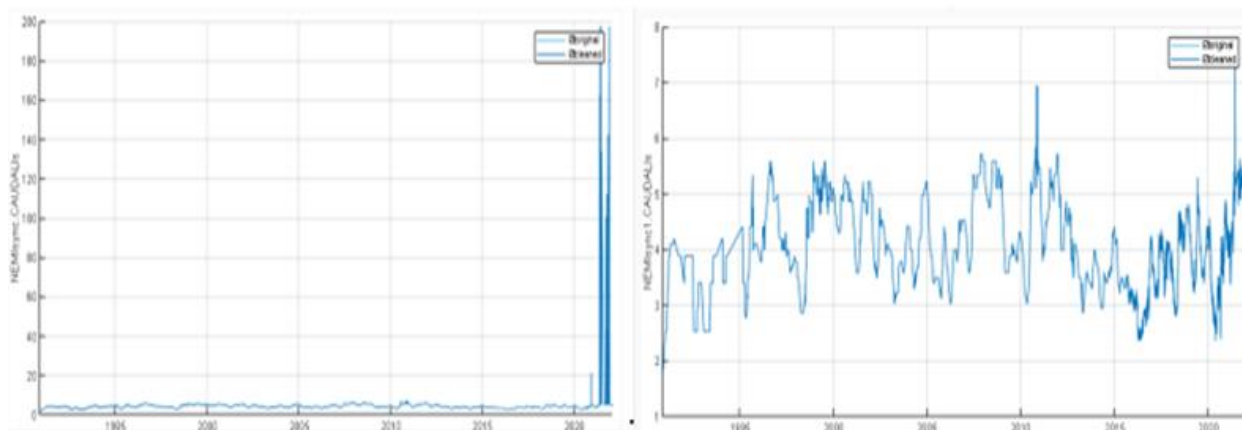


Figura 41.-Serie de tiempo con presencia de valores erróneos vs serie de tiempo procesada

## CORRELACIÓN DE VARIABLES GEOTÉCNICAS DE CADA PRESA CON NIVEL DE EMBALSE

Una vez se cuenta con las tablas ajustadas, se procede a calcular la matriz de coeficientes de correlación representada por mapas de calor, que ilustran la correlación de cada una de las variables geotécnicas monitoreadas en las presas (variables dependientes) con respecto al nivel de embalse (variable independiente). Es importante mencionar que el nivel de embalse, como variable independiente en el análisis del comportamiento de la presa, depende a su vez de los requerimientos de la operación y de las precipitaciones en la cuenca que, estudiándose más a fondo en una futura investigación, podrían dar una mejor aproximación del comportamiento del nivel de embalse. Botero et al., (2019).

Para hallar un grupo de variables que se correlacionen, existe el método de coeficientes de correlación entre múltiples variables como método estadístico, ilustrado en la ecuación 2, el cual permite evaluar una correlación lineal entre las variables y el nivel de embalse, además evaluar correlación de las variables entre sí. Este método es conocido como el coeficiente de correlación  $r$  de Pearson, el cual mide el grado de asociación lineal entre dos variables y el valor de  $r$  puede situarse entre -1 y +1. La prueba de significación se hace con la hipótesis nula de que no hay asociación en  $r = 0$ . Dagnino, (2014).

$$r = \frac{1/n * \sum(x_i - x_m) * (y_i - y_m)}{((1/n * \sum(x_i - x_m)^2) * (1/n * \sum(y_i - y_m)^2))^{1/2}} \quad [2]$$

No obstante, con la ayuda del software Matlab se facilita la aplicación de la fórmula y la reduce el tratamiento matemático-estadístico a pocas líneas de programación para hallar las matrices de coeficientes de correlación y los mapas de calor, por medio de las funciones representadas en las ecuaciones 3 y 4 así:

$$r = \text{corrcoef}(TT) \quad [3]$$

$$hm = \text{heatmap}(r) \quad [4]$$

Los mapas de calor miden el grado de relación lineal entre cada par de elementos o variables a través de variaciones en el color. Para este análisis se presentan en tonos de azul, donde el color más oscuro representa una mayor correlación (de 0.7 a 1) y un color más claro o blanco representa una correlación baja o nula (de 0.4 a 0). Esta representación facilita la observación de los pares correlacionados dentro de la matriz.

Adicionalmente, con el fin de facilitar el procesamiento y el análisis, se toma el criterio de analizar las correlaciones que sean mayores o iguales a 0.7. Criterio que surge a partir de la valoración de los coeficientes de correlación obtenidos para variables en un mismo contexto donde el valor  $\geq 0.7$  es considerado como una fuerte correlación. Davies, (1972).

## CORRELACION DE VARIABLES - PRESA TRONERAS

A continuación, se presentan los resultados de la operación de matrices de coeficientes de correlación para las diferentes variables de la presa Troneras con respecto a nivel de embalse.

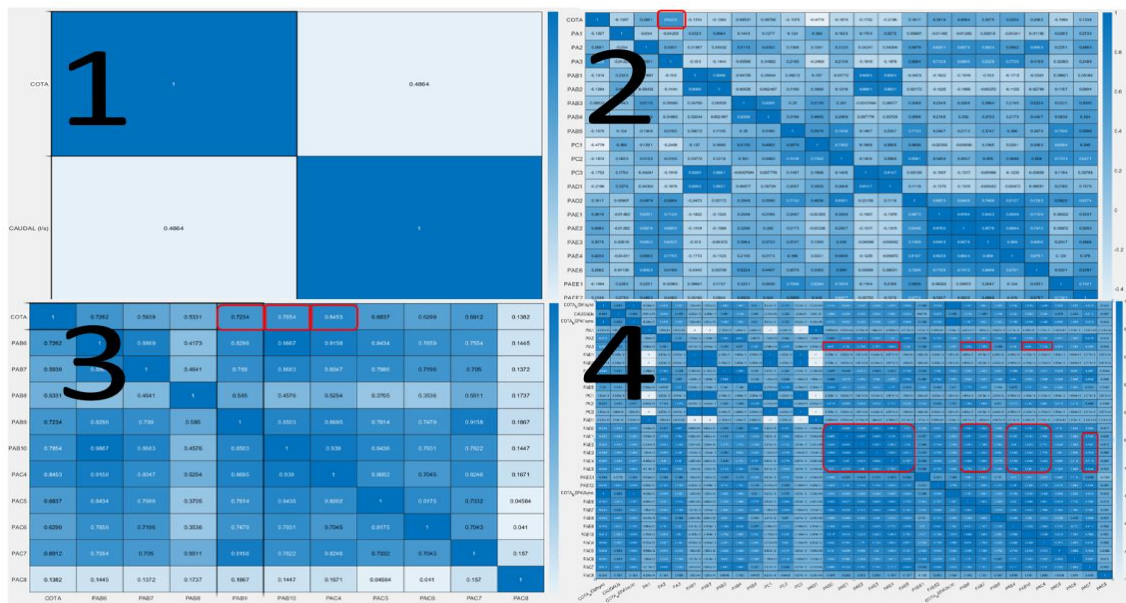
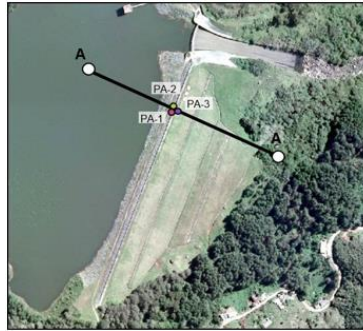
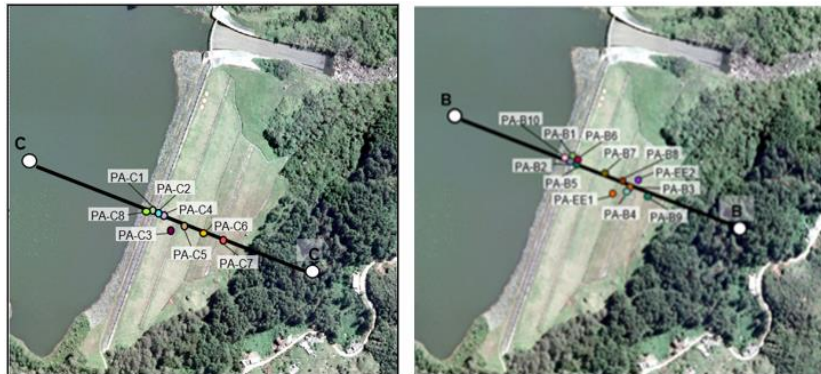


Figura 42.-Matrices de correlación de variables de la presa Troneras

- Para el caso de la matriz 1 y la matriz 2 de la **Figura 42**. En la cual se analiza la correlación entre caudal de infiltraciones con nivel de embalse y los piezómetros instalados desde construcción de la presa con nivel de embalse respectivamente. Se obtiene una baja correlación, siendo el PA3 el piezómetro que presenta mayor correlación con nivel de embalse con un valor de 0.62. En la Figura 43 se ilustra la ubicación en planta y sección del PA3
- Para el caso de la matriz 3 de la **Figura 42**. Se obtiene una alta correlación entre los piezómetros de tubo abierto 2 (Instrumentación instalada en 2015) vs nivel de embalse, en especial el PAC4, PAB9 Y PAB10, cuyas ubicaciones se ilustran en la **Figura 44**. De manera interesante el PAC8 no presenta correlación nivel de embalse ni con los demás piezómetros, siendo esto, posiblemente debido a su ubicación bajo material menos permeable en fundación de la presa.
- Para el caso de la matriz 4 de la **Figura 42**, la cual surge de analizar la correlación de todas las variables de la presa Troneras entre sí. Se obtienen unas correlaciones interesantes entre los piezómetros de tubo abierto de los estribos, ilustrados en la **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, con los piezómetros de fundación (PAB6, PAB7, PAB9, PAB10, **Figura 44**) y PAC7 cercano a vertedero de aforo principal **Figura 44**. Esto posiblemente debido a la ubicación de los instrumentos aguas arriba del filtro tipo chimenea, donde el terreno puede presentar una saturación que facilite la transferencia de energía de manera homogénea.



**Figura 43.-Ubicación de PA3**



**Figura 44.-Ubicación de PA's en zona intermedia**



**Figura 45.- Ubicación de PA's de los estribos**

## CORRELACION DE VARIABLES - PRESA RIOGRANDE II

A continuación, se presentan los resultados de la operación de matrices de coeficientes de correlación para las diferentes variables de la presa Riogrande II con respecto a nivel de embalse.

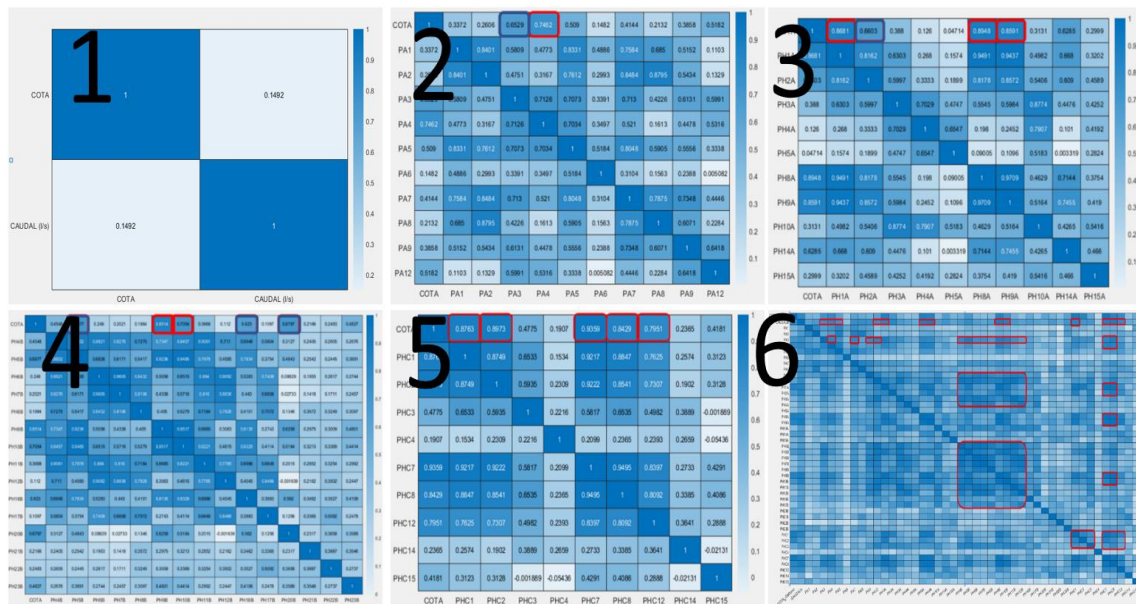


Figura 46.-Matrices de correlación de variables de la presa Riogrande II

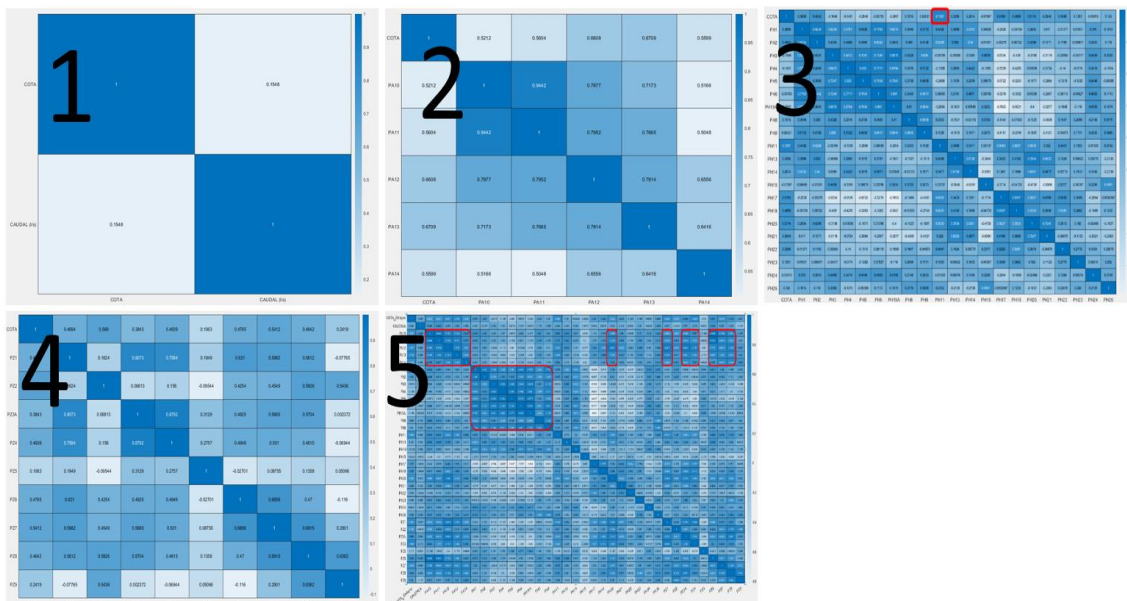
- a) Para el caso de la matriz 1 y la matriz 2 de la **Figura 46**. En la cual se analiza la correlación entre caudal de infiltraciones con nivel de embalse y los piezómetros de tubo abierto con nivel de embalse respectivamente. Se obtiene que el caudal de infiltraciones no presenta correlación con nivel de embalse y una baja correlación piezómetros de tubo abierto con nivel de embalse, siendo el NF4, ilustrado en la **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, el piezómetro que presenta mayor correlación con nivel de embalse con valor de 0.75.
- b) Para el caso de la matriz 3 de la **Figura 46**. En la cual se analiza la correlación entre los piezómetros hidráulicos de la sección A con nivel de embalse, se halla una alta correlación en especial el PH1A, PH8A y PH9A ilustrados en la **Erro! Fonte de referência não encontrada.** Los piezómetros hidráulicos PH4A Y PH5A no presenta correlación con nivel de embalse, siendo esto, posiblemente debido a su ubicación dentro del núcleo central compuesto por material menos permeable.
- c) Para el caso de la matriz 4 de la **Figura 46**. En la cual se analiza la correlación entre los piezómetros hidráulicos de la sección B con nivel de embalse, se halla una alta correlación con los piezómetros PH9B y PH10B ilustrados en la **Erro! Fonte de referência não encontrada.** En los demás piezómetros se observa poca o nula correlación, siendo esto, posiblemente debido a su ubicación dentro del núcleo central compuesto por material menos permeable.
- d) Para el caso de la matriz 5 de la **Figura 46**. En la cual se analiza la correlación entre los piezómetros hidráulicos de la sección C, se halla una alta correlación en la mayoría de los piezómetros. Excepto en los piezómetros PHC4 y PHC14, siendo esto, posiblemente debido a su ubicación dentro del núcleo central compuesto por material menos permeable. Los piezómetros de la sección C se ilustran en la **Erro! Fonte de referência não encontrada.**
- e) Para el caso de la matriz 6 de la **Figura 46**. En la cual se analiza la correlación entre todas variables de la presa Riogrande II entre sí, se obtienen unas correlaciones interesantes entre algunos grupos así:
- Correlación entre el caudal de infiltraciones y los sensores (NF3, NF4, NF5, NF12, PH1A, PH8A, PH9A, PH9B, PH10B, PHC1, PHC7, PHC8 y PHC12), Como se ilustra en la **Erro! Fonte de referência não encontrada.**
  - Correlación entre algunos de los piezómetros hidráulicos de la sección C (PH7C, PH8C) con algunos sensores de la sección A (PH1A, PH2A, PH8A y PH9A), algunos sensores de la

sección B (PH9B y PH10B) y con algunos piezómetros de tubo abierto (PA3 y PA4). Como se ilustra en la **Erro! Fonte de referência não encontrada.**

**Figura 47.-**Ubicación de sensores correlacionados entre sí

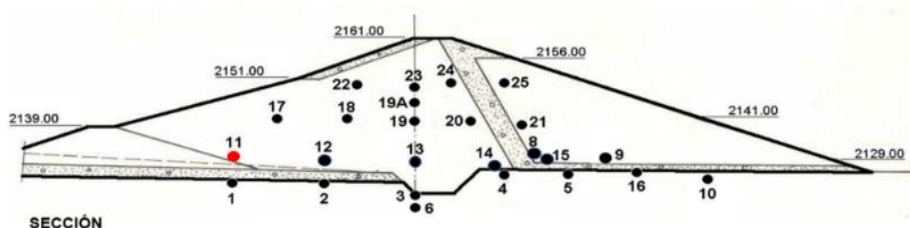
## **CORRELACION DE VARIABLES - PRESA LA FE**

A continuación, se presentan los resultados de la operación de matrices de coeficientes de correlación para las diferentes variables de la presa La Fe con respecto a nivel de embalse.

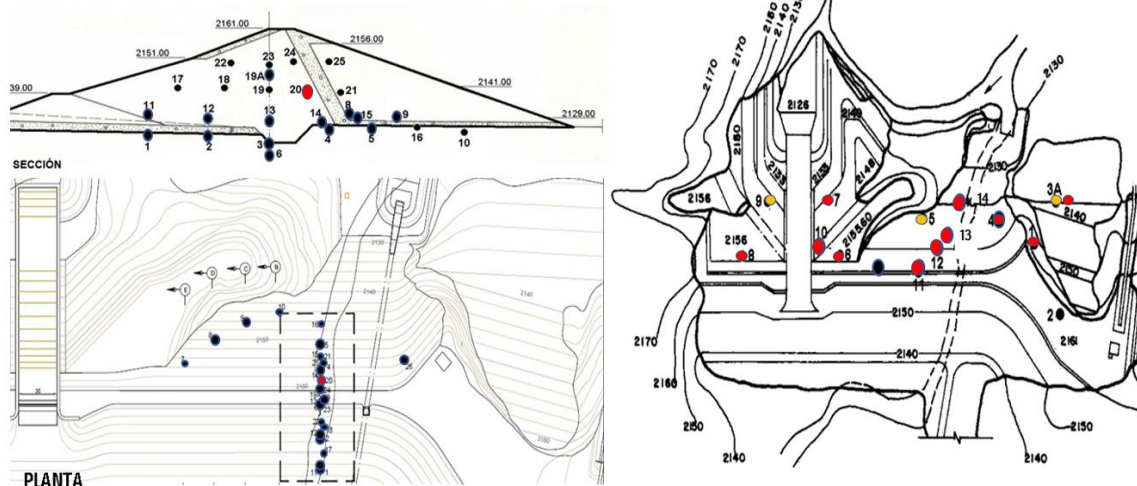


**Figura 48.-**Matrices de correlación de variables de la presa Riogrande II

- Para el caso de la matriz 1 de la **Figura 48**. Se obtiene que el caudal de infiltraciones no presenta correlación con nivel de embalse.
- Para el caso de la matriz 2 de la **Figura 48**. En la cual se analiza la correlación entre los piezómetros de tubo abierto con nivel de embalse. Se obtiene una correlación media de estos con el nivel de embalse, entre 0.52 y 0.67.
- Para el caso de la matriz 3 de la **Figura 48**. En la cual se analiza la correlación entre los piezómetros hidráulicos con nivel de embalse. Se halla una baja correlación, excepto en el piezómetro PH11 el cual tiene alta correlación con nivel de embalse y cuya ubicación se ilustra en la **Figura 49**.
- Para el caso de la matriz 4 de la **Figura 48**. En la cual se analiza la correlación entre los pozos de nivel freático con nivel de embalse. Se halla una correlación media, excepto en los pozos PZ3A, PZ5 y PZ9, los cuales no presentan correlación, siendo esto, posiblemente debido que el PZ5 se encuentra ubicado aguas debajo de la brecha corta flujo, cerca del filtro y debido a que el PZ3A en el estribo derecho y PZ9 en el estribo izquierdo, están fuera de la presa principal como se ilustra en la vista en planta de la derecha de la **Figura 50**, marcados de color naranja.
- Para el caso de la matriz 5 de la **Figura 48**. En la cual se analiza la correlación entre todas las variables de la presa La Fe entre sí, se obtienen una correlacione interesante entre los piezómetros de tubo abierto (PA10, PA11, PA12, PA13 y PA14) ubicados en la sección principal de la presa, los pozos de nivel freático (PZ1, PZ3A, PZ4, PZ6, PZ7 y PZ8) ubicados en los estribos de la presa principal y el piezómetro hidráulico PH20, como se ilustra en la **Figura 50**, marcados de color rojo.



**Figura 49.-Ubicación del PH1**

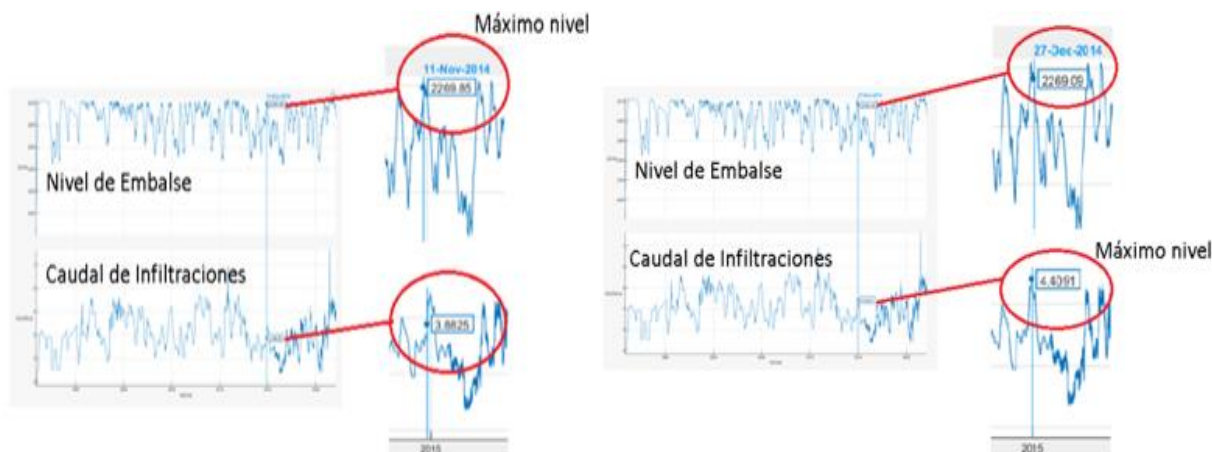


**Figura 50.-Ubicación de PA's, PH's y PZ20 correlacionados**

## ANÁLISIS DE LAS SERIES DE TIEMPO DE LAS VARIABLES GEOTÉCNICAS CON RESPECTO A NIVEL DE EMBALSE

A partir de lo registrado y observado en las matrices de coeficientes de correlación, surge la siguiente pregunta: ¿A qué se debe la inconsistencia de la correlación entre variables dependientes con la variable independiente?

Para resolverla, se recurre a las series

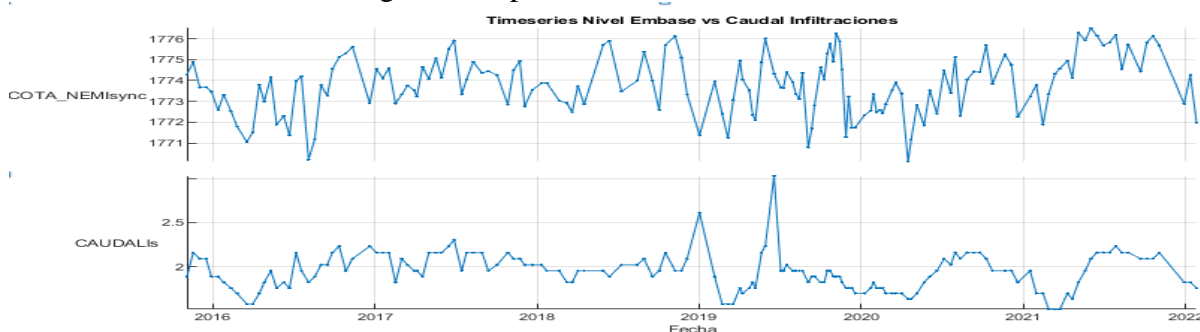


**Figura 51.-**Retardo en la respuesta de infiltraciones en relación con la variación de nivel de embalse

Es importante aclarar que este fenómeno de retardo en la respuesta es difícil de predecir, debido a que los niveles de embalse son dinámicos y varían dentro del rango de operación, sujetos a las necesidades propias a la actividad a la cual están destinadas (generación de energía o consumo de agua), así como variaciones en la rigidez de los materiales, la permeabilidad, la compactación del suelo y a la estacionalidad, donde el embalse puede estar largos periodos en niveles altos o bajos, pero no necesariamente en las mismas cotas para una misma estación. Esto a su vez, impacta en diferentes estados de saturación del suelo para diferentes niveles, que hacen altamente complejo definir la velocidad de transferencia de energía y la respuesta de un instrumento en un momento determinado.

## SERIES DE TIEMPO EN PRESAS

Con el fin de ilustrar la correlación de las variables con respecto al nivel de embalse, se presenta algunos ejemplos puntuales. Por ejemplo, en la serie de tiempo de la **Figura 52**, se observa una correlación en la respuesta de los caudales de infiltración con respecto a las variaciones del nivel del embalse en Troneras a lo largo de su operación.



**Figura 52.-**Serie de tiempo de Caudal de Infiltraciones vs Nivel de Embalse Troneras

En la serie de tiempo de la **Figura 53**, se observa una correlación en la respuesta de las cotas registradas en los piezómetros de tubo abierto con respecto a las variaciones del nivel del embalse (curva superior azul) en la presa La Fe, a lo largo de su operación.



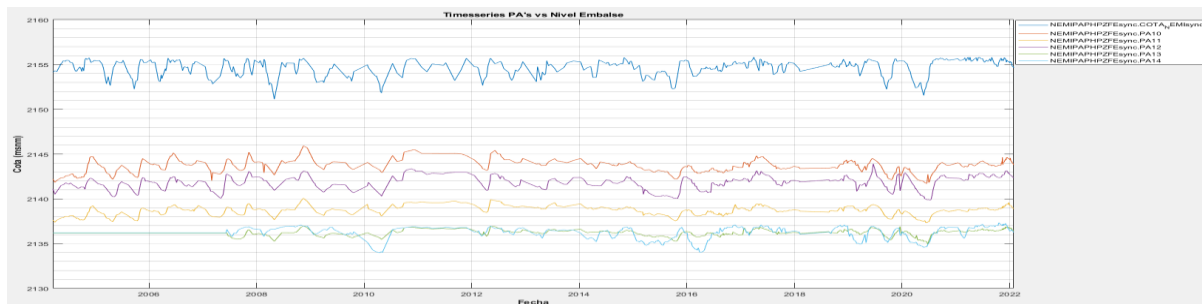


Figura 53.-Serie de tiempo de PA's vs Nivel de Embalse La Fe

## CONCLUSIONES

1. En términos generales se observa una mayor correlación de las variables geotécnicas entre sí que entre las variables geotécnicas y el nivel de embalse. Esto podría explicarse con herramientas más avanzadas de estadística multivariable, que incluyan otras variables exógenas a la presa como son las variables hidrológicas y la geotecnia local de la presa, que a su vez influyen en las infiltraciones y niveles piezométricos asociados con el nivel de embalse.
2. Las matrices de coeficientes de correlación no dan razón de las correlaciones entre las variables y el nivel de embalse, debido a los retardos en la respuesta de las variables ante las variaciones de nivel de embalse. No obstante, ilustran de muy buena manera cuál de las variables sí responde rápidamente a dichas variaciones del nivel de embalse, lo cual en parte explica ciertos comportamientos que requieren de análisis geotécnico más profundo y que puede arrojar aspectos relevantes a considerar como:
  - Rutas preferentes de las infiltraciones
  - Saturación del terreno
  - Comportamiento de los filtros
  - Permeabilidad del suelo
3. El análisis de correlaciones deja claro que existen retardos en la respuesta de las variables geotécnicas ante las variaciones del nivel de embalse, lo cual es posible que se deba a la disipación de la energía a través del suelo de la presa, compactación de los materiales de lleno, la adecuada construcción y operación del filtro principal o el conjunto de estas condiciones. Por lo que se considera importante profundizar en el estudio de estos tiempos de retardo, considerando las particularidades de cada presa y cada variable incluida en el análisis, de modo que permita confirmar la correcta y segura operación de una presa.
4. Poder tener mediciones en los diferentes puntos relevantes de la presa, en especial la medición del caudal de infiltraciones, el cual está diseñado para ilustrar la operación del filtro principal, aporta a la categorización de los instrumentos de la presa y pone el medidor de caudales de infiltración como el primero en orden de relevancia. El segundo grupo son los instrumentos en el terraplén aguas abajo del filtro principal que, operando en conjunto con el medidor de caudales de infiltración, ilustran la correcta y segura operación del embalse y en tercer lugar los instrumentos de los estribos y fundación de presa aguas arriba.
5. Es importante mencionar que los tres grupos de instrumentos relevantes mencionados y analizados en este análisis, no son suficientes por sí solos para ilustrar el comportamiento de la presa y queda demostrado en este análisis que, al tener un buen esquema de

instrumentación monitoreado en las frecuencias adecuadas, brinda la posibilidad de hacer análisis rigurosos sobre el comportamiento y estado de una presa. Para el caso particular de las tres presas analizadas, se evidencia una correcta y segura operación.

## AGRADECIMIENTOS

Nuestros más sinceros agradecimientos a Empresas Públicas de Medellín por darnos la oportunidad de explorar en la investigación a partir de sus conocimientos adquiridos, infraestructura y bases de datos.

## REFERENCIAS

- Botero B., Parra, J., Ocampo J., Chalán C., Lopera E., Botero V., Garzón D., Rendón A., Vargas S.** (2019). Effects of Spatial Patterns of Precipitation on the Hydrologic Response. An Evaluation with Observed Data in a Tropical River Basin for Hydropower Purposes
- Espinar, R.** (2018). Modelos de Clasificación con datos no balanceados.
- Ferrero, R.** (2017) ¿CÓMO LIDIAR CON LOS DATOS ATÍPICOS (OUTLIERS)?
- Newell, S., Hajdukiewicz, M., & Goggins, J.** (2016). Real-time monitoring to investigate structural performance of hybrid precast. *Journal of Structural Integrity and Maintenance*, pág. 10.
- Dagnino, J.** (2014). Coeficiente de correlación lineal de Pearson. *Chil Anest*, 43(1), 150-153.
- Bassett, R.** (2012). A Guide to Field Instrumentation in Geotechnics, Principles, installation and reading. Boca Raton, FL: Taylor & Francis Group, LLC.
- Torrecilla, J.** (2010). Análisis de datos funcionales, clasificación y selección de variables (Master's thesis).
- Mauriyya, V.** (2010). Geotechnical Instrumentation in Earth and Rock-Fill Dams. *Indian Geotechnical Conference* (pág. 4). Bombay: KOLDAM HEPP, NTPC Limited, Bilaspur.
- Papachatzaki, Z., Anastasopoulos, K., Oikonomidis, C., & Siachou, S.** (2009). Experiences from the installation of geotechnical instruments in dams. In Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Volumes 1, 2, 3 and 4) (pp. 2121-2124). IOS Press.
- Sánchez Pedraza, R., & Cáceres, H. A.** (2000). Análisis de los datos mediante herramientas gráficas. *Revista de la Facultad de Medicina*, 48(2), 104-110. Recuperado a partir de <https://revistas.unal.edu.co/index.php/revfacmed/article/view/19604>
- Davies, G.** (1972). The effect of nitrogen impurity on the annealing of radiation damage in diamond. *Journal of Physics C: Solid State Physics*, 5(17), 2534.

# REDUCCIÓN DE PÉRDIDAS FÍSICAS EN UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE MEDIANTE LA SIMULACIÓN HIDRÁULICA DE PRESIONES.

Víctor Hugo Guerra-Cobián<sup>1</sup>, Adrián Leonardo Ferriño-Fierro<sup>2</sup>, José Luis Bruster-Flores<sup>2</sup>, Fabiola D. Yépez Rincón<sup>3</sup>, Ricardo Alberto Cavazos-González<sup>2</sup>, Carlos Joel Ábrego<sup>2</sup> Góngora, Hugo Guerra-Puente<sup>4</sup>

Universidad Autónoma de Nuevo León, Facultad de Ingeniería Civil: <sup>1</sup> Centro Internacional del Agua, <sup>2</sup> Instituto de Ingeniería Civil, <sup>3</sup> Departamento de Geomática, <sup>4</sup> Estudiante de Posgrado, México.  
 vguerracb@uanl.edu.mx, adrian.ferrinofr@uanl.edu.mx, fabiola.yepezn@uanl.edu.mx, hugo.guerrapnt@uanl.edu.mx

## Introducción

Dentro de la temática del agua potable el término sectorización es conocido como la formación de áreas o zonas de suministro autónomas, más no independientes, dentro de una red de distribución. Es la división o partición de la red en muchas pequeñas redes, con el objetivo de facilitar su operación. De esta forma, es más fácil controlar el gasto que entra en cada sector, las presiones internas de las tuberías, la demanda y el consumo; así como, las pérdidas de agua, en fugas y algunos usos no autorizados. Sin embargo, la sectorización también puede presentar algunas desventajas como la caída de la presión en algunos puntos, la presencia de altas velocidades y la elevación de la presión durante las horas de menor consumo. Para implementar de mejor manera una sectorización es muy importante colocar válvulas reductoras de presión dentro de los distritos o en la entrada de estos; lo anterior debido a la necesidad de reducir las altas presiones en horas de bajo consumo (Charalambous, 2008; De Paola et al., 2014; Ricardo Gomes et al., 2012; Laucelli et al., 2016; Morrison, 2004; Savić & Ferrari, 2014).

Esta investigación se centra en la modelación de las redes de distribución de agua potable, utilizando un software especializado. El objetivo consistió en verificar la reducción de pérdidas físicas en la red de distribución de agua potable de un distrito hidrométrico, mediante una simulación hidráulica de una válvula moduladora de presiones aplicada en un modelo calibrado, evidenciando el ahorrando agua y la reducción de fugas en el sistema.

## Metodología

El distrito hidrométrico denominado “Jardines de Anáhuac” se localiza en el municipio de San Nicolás de los Garza, Nuevo León, México. Dicho distrito está conformado por las colonias: Fuentes de Anáhuac, Jardines de Anáhuac, Pedregal de Santo Domingo y Balcones de Santo Domingo, entre otras. En dichas colonias que integran el distrito predomina notoriamente el tipo de consumo doméstico, siendo en su mayoría una zona habitacional de clase media. Aunado a esto, también existen algunos usuarios del tipo comercial, industrial y público. El tanque de abastecimiento y regulación que brinda el servicio a dicho sector es el tanque Canadá I (Figura 1).

Para llevar a cabo la investigación, se implementó un modelo hidráulico para efectuar la modelación, por lo cual fue necesario ingresar los datos de entrada, validar y revisar el modelo para poder realizar de una manera satisfactoria la modelación hidráulica. Con esta herramienta se ingresaron los archivos tipo Shape de la red de tuberías, los hidrantes, intersecciones y válvulas, definiendo las coordenadas del sistema en metros y eligiendo una tolerancia de conectividad de las tuberías de 0.1 m. En esta parte fue muy importante asignarle a cada Shape las propiedades correspondientes, como el número de Hazen y Williams, el diámetro de la tubería y el número de identificación (ID) de cada elemento. Para realizar este paso, se editó

previamente el Shape ingresado al modelo, de manera que, dicho Shape tuviera las características compatibles con el software para facilitar así la implementación del modelo hidráulico.



Figura 1.- Ubicación del distrito hidrométrico analizado.

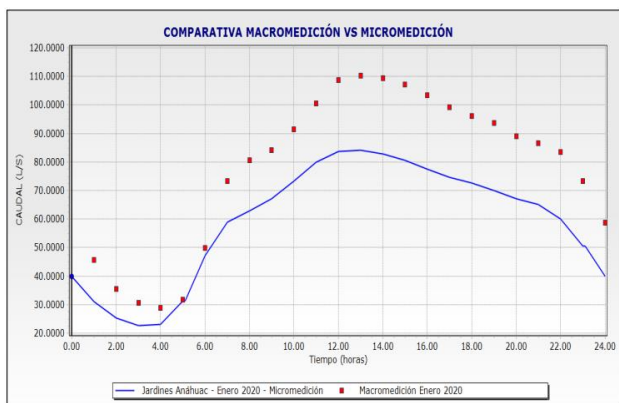
El cálculo hidráulico de la simulación se realizó por medio del método del gradiente hidráulico. Este método está basado en la ley de la conservación de la masa y la energía y es el que utilizan la mayoría de los softwares para la modelación de redes de distribución de agua potable.

El modelo hidráulico del distrito hidrométrico se llevó a cabo mediante una simulación de periodo extendido a un lapso de 24 horas. El cálculo de las pérdidas por fricción del modelo se efectuó mediante la ecuación de Hazen y Williams, debido a que cada tubería del modelo contaba con un número de HyW correspondiente al tipo de material de la tubería. De acuerdo con los escenarios propuestos, se realizaron las modelaciones de los meses de enero 2020 y enero 2021 del DH Jardines de Anáhuac.

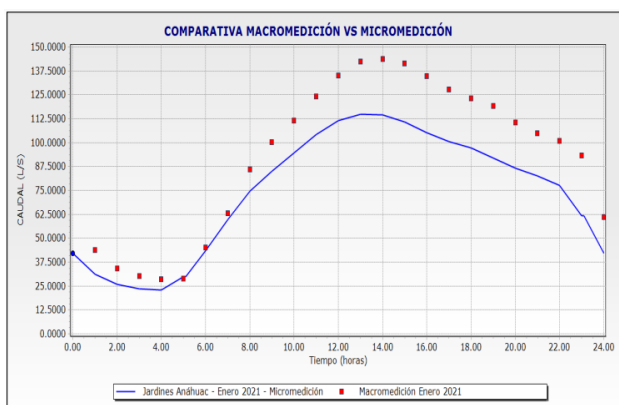
Como parte de la simulación hidráulica de la red de distribución se realizó una calibración del modelo implementado utilizando datos obtenidos de caudalímetros, medidores y registradores de presión. Cabe mencionar que toda la información obtenida y medida fue verificada y aprobada por el organismo operador Servicios de Agua y Drenaje de Monterrey.

## Resultados

El caudal de fugas en el distrito en estudio se estimó mediante la comparación entre el caudal promedio de entrada (macromedición) y el volumen contabilizado de cada uno de los usuarios que integran el distrito (micromedición). Así mismo, se modeló este comportamiento en el software, utilizando: los consumos ingresados al modelo, obtenidos de la micromedición, y el caudal de macromedición como escenario de calibración. Las figuras 2 y 3 muestra los gráficos en los cuales se aprecian claramente la diferencia que existe entre el caudal suministrado al distrito y el caudal que se factura de los usuarios de este distrito para los meses de enero 2020 y enero 2021, respectivamente. En este caso, dicha diferencia es considerada como las fugas o pérdidas físicas en el sistema, debido a que este volumen no es facturado ni cobrado.



**Figura 2.-** Macromedición vs Micromedición enero 2020.



**Figura 3.-** Macromedición vs Micromedición enero 2021.

En este caso, los caudales promedios de la macromedición fueron 77.94 L/s y 93.06 L/s para enero 2020 y enero 2021 respectivamente. Mientras que la micromedición reflejó valores de consumo mensual de los usuarios asociados a un gasto de 59.66 L/s y 74.66 L/s para enero 2020 y enero 2021. Por lo tanto, se puede estimar que el caudal de fugas promedio en el distrito es de 18.28 L/s y 18.4 L/s respectivamente.

Después de calibrar el modelo hidráulico del distrito hidrométrico de jardines de Anáhuac se procedió a llevar a cabo las pruebas de bondad de ajuste. A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los escenarios de enero 2020 y enero 2021. En este caso, los valores correspondientes de  $Q_o$  hacen referencia a los datos observados, es decir, los valores de macromedición medidos a la entrada del distrito. Así mismo, los valores de  $Q_c$  hacen referencia a los valores calculados mediante la simulación hidráulica del modelo calibrado. La tabla 1 muestra los valores de  $Q_c$  promedio y  $Q_o$  promedio para los escenarios de enero 2020 y enero 2021.

**Tabla 1.-** Caudales promedio observados y calculados.

Escenario	$Q_o$ promedio [L/s]	$Q_c$ promedio [L/s]
Enero 2020	77.94	79.08
Enero 2021	93.06	89.75

## Conclusiones

En el distrito Jardines de Anáhuac se logró realizar el análisis de la información de micromedición de los últimos años correspondiente al mes de menor consumo promedio (enero), de acuerdo con los escenarios definidos en función del análisis realizado de las temperaturas promedio. En este sentido, se consideró el número de usuarios que conforman el distrito actualmente, a partir de lo cual, se evidenció una reducción del volumen de agua facturada por parte de los usuarios del distrito. La cual presenta una ligera tendencia a la baja del volumen facturado en ese distrito. El comportamiento del consumo de los últimos años por parte de los usuarios presentó variaciones de entre 35 a 40 mil metros cúbicos por mes, en los años analizados. Lo anterior muestra una tendencia a la baja en el volumen facturado.

## Agradecimientos

Los autores de este trabajo agradecen a Servicios de Agua y Drenaje de Monterrey I.P.D. por el apoyo otorgado en la realización de esta investigación. Así mismo se agradece al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por la beca otorgada al estudiante de posgrado.

## Referencias

- Charalambous, B.** (2008). Use of district metered areas coupled with pressure optimization to reduce leakage. *Water Science and Technology: Water Supply*, 8(1), 57–62. <https://doi.org/10.2166/ws.2008.030>
- De Paola, F., Fontana, N., Galdiero, E., Giugni, M., Degli Uberti, G. S., & Vitaletti, M.** (2014). Optimal design of district metered areas in water distribution networks. *Procedia Engineering*, 70(Lambert 2002), 449–457. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.02.050>
- Gomes, Ricardo, Marques, A. S., & Sousa, J.** (2012). Decision support system to divide a large network into suitable District Metered Areas. *Water Science and Technology*, 65(9), 1667–1675. <https://doi.org/10.2166/wst.2012.061>
- Laucelli, D. B., Simone, A., Berardi, L., & Giustolisi, O.** (2016). Optimal Design of District Metering Areas. *Procedia Engineering*, 162, 403–410. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.11.081>
- Morrison, J.** (2004). Managing leakage by District Metered Areas: A practical approach. *Water* 21, FEB., 44–46.
- Savić, D., & Ferrari, G.** (2014). Design and performance of district metering areas in water distribution systems. *Procedia Engineering*, 89, 1136–1143. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.11.236>

## **APLICACIÓN DE SISTEMAS DE DRENAJE URBANO SOSTENIBLE EN SUELOS ARCILLOSOS**

Marina Pereira Ugarte, Elizabeth Fleitas García, Adriana Ruiz Diaz C., Alfredo López F.

Laboratorio de Recursos Hídricos, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Asunción, Paraguay.

maribeth1201@gmail.com, elyfleitas@gmail.com, adrirdc.82@gmail.com, lopito.82@gmail.com.

### **RESUMEN:**

En este artículo, se busca demostrar la efectividad de los elementos SUDS en la cuenca de estudio, en donde la infiltración de la escorrentía resulta muy limitada debido a la presencia de suelos arcillosos, mediante la modelación hidrológica e hidráulica de la cuenca en estudio.

La cuenca de estudio es una cuenca urbana, con predominancia de suelos arcillosos no dispersivos de baja resistencia y permeabilidad.

Se han encontrado una reducción de caudales promedio y pico en la cuenca de estudio, un aumento del coeficiente de permeabilidad de las subcuencas que la componen, y una disminución de las velocidades del agua dentro del cauce hídrico de la cuenca. Estos resultados evidencian que, en cuencas urbanas con suelos arcillosos, los SUDS funcionan como sistemas de atenuación y almacenamiento de aguas pluviales.

### **ABSTRACT:**

This paper seeks to demonstrate the effectiveness of SUDS elements in the study basin, where runoff infiltration is very limited due to the presence of clay soils, by means of hydrologic and hydraulic modeling of the study basin.

The study basin is an urban watershed, with a predominance of non-dispersive clayey soils of low strength and low permeability.

A reduction in average and peak flows in the study basin, an increase in the permeability coefficient of the sub-basins that compose it, and a decrease in water velocities within the basin's watercourse have been found. These results show that, in urban watersheds with clay soils, SUDS function as stormwater attenuation and storage systems.

**PALABRAS CLAVES:** SUDS; Sostenibilidad; Mecánica de suelos; Modelos hidrológicos, suelos arcillosos.

## INTRODUCCIÓN

El presente trabajo pretende evaluar la efectividad de la aplicación de Sistemas de Drenaje Urbano Sostenible (SUDS por sus siglas en inglés) en cuencas urbanas con predominancia de suelos arcillosos, y con regímenes de precipitaciones moderadas a intensas. Se considera como caso de estudio la aplicación de un sistema mixto de drenaje pluvial, consistente de cunetas y sumideros como elementos de drenaje convencional, y una red de pavimentos permeables junto con una laguna de detención como elementos SUDS en la cuenca del arroyo Nanawa, ubicada en el distrito de Nanawa, Presidente Hayes, Chaco Paraguayo. El arroyo Nanawa (Figura 1) desemboca en el Riacho Negro, el cual es afluente del Río Paraguay

La eficacia de la red es evaluada mediante modelos hidrológicos utilizando el programa EPA SWMM para aguas bajas y medias del Río Paraguay.



**Figura 1.-** Subdivisión de la cuenca del Arroyo Nanawa  
OBS: Línea amarilla indica el eje del arroyo.

## METODOLOGÍA

### Relevamiento y procesamiento de datos:

#### Cuenca de estudio:

Se han efectuado tomas de datos in situ con el fin de caracterizar la cuenca de estudio, mediante relevamientos topográficos, batimétricos y fotográficos. Se ha generado un modelo digital de elevación, definiendo la cuenca y dividiendo la misma en 16 subcuencas (Figura 1).

Posterior a ello, se ha realizado una discretización espacial subdividiendo nuevamente las 16 subcuencas obtenidas en 344 microcuencas, mediante el uso de diagramas de Voronoi - Thiessen, como se muestra en la Figura 2.



**Figura 2.-** Distribución de Microcuencas en la cuenca de estudio.

En campo, fue realizado el estudio Standard Penetration Test (SPT) en dos puntos separados de la cuenca. La Figura 3 indica los puntos escogidos para la realización del ensayo de SPT y posterior toma de muestras de suelo utilizados en los ensayos laboratoriales.



**Figura 3.-** Ubicación de los puntos considerados para la realización den los ensayos SPT

Se han realizado análisis laboratoriales con el fin de verificar los ensayos en campo. Los resultados de dichos análisis se recogen parcialmente en las Tablas 1 y 2.

**Tabla 1.-** Resultado del Análisis Granulométrico de la Muestra 1

MUESTRA 1			PESO: 629,86 gr				
Tamiz n°	Abertura	Peso retenido	% Retenido	% Retenido acumulado	Pasante		
	(mm)	gr.			gr.	%	
10	2	0	0	0	629,86	100	
40	0,42	0,52	0,08	0,08	629,34	99,92	
200	0,074	237,09	37,64	37,72	392,25	62,28	<b>ML</b>



**Tabla 2.-** Resultado del Análisis Granulométrico de la Muestra 2

MUESTRA 2			PESO: 400,04 gr				
Tamiz n°	Abertura	Peso retenido	% Retenido	% Retenido acumulado	Pasante		
	(mm)	gr.			gr.	%	
10	2	0,12	0	0	399,92	100	
40	0,42	0,39	0,10	0,10	399,53	99,87	
200	0,074	2,56	0,64	0,74	396,97	99,23	<b>CH</b>

Los resultados de los ensayos de campo y laboratorio indican que la cuenca presenta suelos arcillosos y limosos, de baja resistencia, baja permeabilidad y no dispersivos.

Parámetros generales de diseño:

Se ha empleado como condición de borde la cota de inundación a 58,441 m.

El tiempo de concentración fue definido mediante el análisis de los resultados obtenidos mediante las fórmulas de Kirpich y California. Los resultados muestran tiempos de concentración muy cortos, por lo cual fue necesario un análisis de la cuenca empleando hietogramas con variaciones de 10 min en los tiempos de concentración. Este análisis dio como resultado un tiempo de concentración de 10 min.

Esto nos ha permitido determinar la lluvia de diseño mediante el uso de las curvas IDF correspondientes a la ciudad de Asunción (*Cuevas y Rolón, 2010*), debido a la proximidad geográfica entre Asunción y Nanawa, cuya ecuación toma la siguiente forma:

$$i = \frac{2251,92 * T_r^{0,190355}}{(t+28)^{0,86305}} \quad [1]$$

Modelación:

Se han empleado modelos hidrológicos generados en el programa EPA SWMM. El modelo SWMM es un modelo basado en fenómenos físicos, que utiliza una solución discreta en el tiempo del fenómeno. Para el caso de estudio se ha empleado el modelo de transporte de la Onda Dinámica y el modelo de infiltración del Número de Curva.

El Modelo de la Onda dinámica resuelve las ecuaciones completas unidimensionales de Saint Venant., de acuerdo a las Ecuaciones 2 y 3:

$$Continuidad: \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad [2]$$

$$Momento: \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial \left( \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gAS_f = 0 \quad [3]$$

Mientras tanto, el Modelo de infiltración del Número de Curva relaciona la escorrentía total con la precipitación total del evento, mediante la ecuación 4.

$$Q = \frac{P^2}{P+S_{max}} \quad [4]$$

Donde  $S_{max}$  es la máxima capacidad de almacenamiento de humedad. Este valor deriva, de acuerdo a la ecuación 5, de un "número de curva" CN tabulado que varía con el tipo de suelo y las condiciones previas antecedentes.

$$S_{max} = \frac{1000}{CN} - 10 \quad [5]$$

Para este estudio se ha asumido el valor del número de curva aproximadamente constante para todas las microcuencas, con un valor de 90 correspondiente a usos residenciales con un promedio de superficie impermeable de 49,00% para el grupo C.

Mediante la ejecución del modelo hidrológico de la cuenca relevada, se han obtenido los caudales de diseño para los elementos SUDS, además han permitido definir puntos críticos dentro de la cuenca.

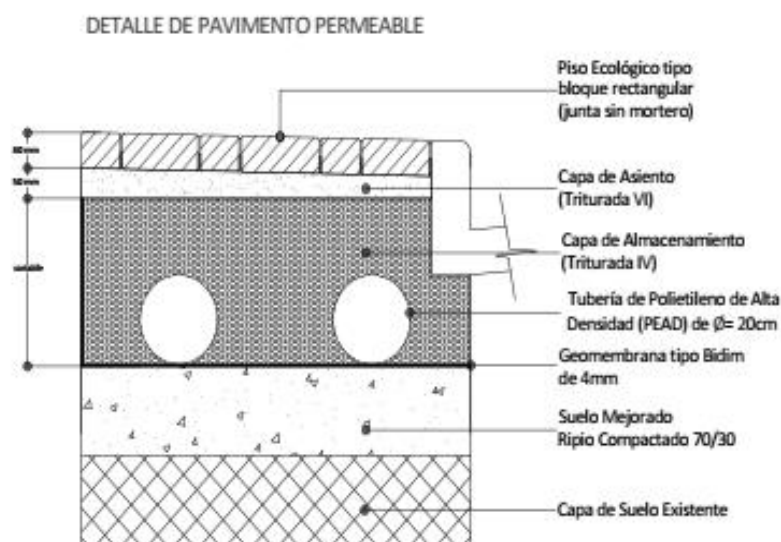
#### Presentación de los Escenarios

*ESCENARIO 1:* se consideran las condiciones actuales para el análisis de la cuenca y la obtención de los parámetros relevantes de la simulación en dichas condiciones.

*ESCENARIO 2:* presenta una situación con la solución propuesta aplicando SUDS, describiendo las medidas estructurales propuestas, y las simulaciones con los modelos EPA SWMM y HEC RAS.

Habiendo considerado las características de la cuenca, se ha optado por los siguientes elementos SUDS:

- 1) Un sistema de pavimentos permeables de infiltración nula, aplicado en algunas zonas en veredas, trabajando de manera conjunta con elementos tradicionales de drenaje, cuya sección se muestra en la Figura 4.



**Figura 4.-** Estructura del pavimento permeable de infiltración nula elegido.

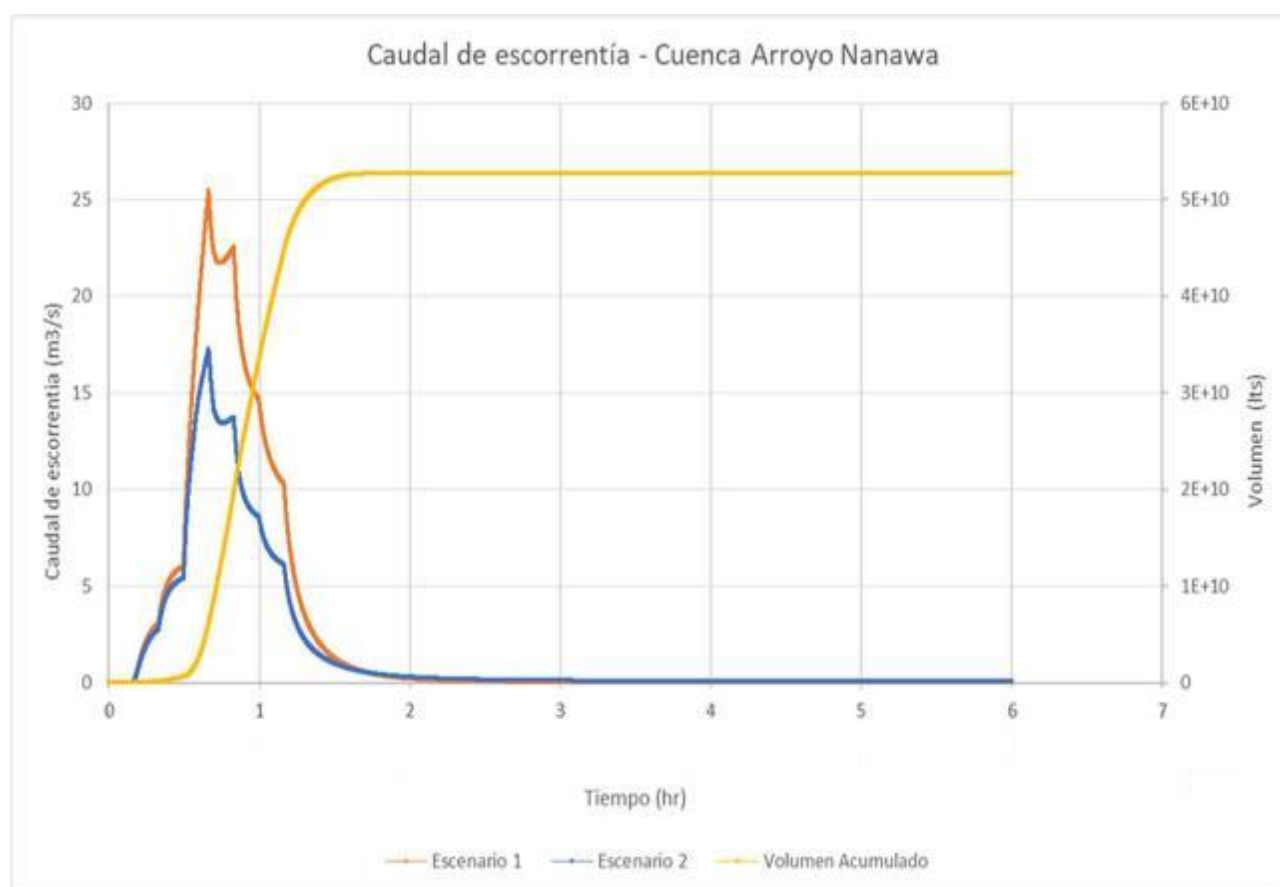
- 2) Una laguna de detención, que colecte y almacene de manera temporal la escorrentía en exceso del sistema, y además sirva como amortiguador para las crecidas en el cauce de la cuenca de estudio.

## EVALUACIÓN DE RESULTADOS

Se evaluaron resultados en la cuenca de estudio antes y después de la aplicación de los elementos SUDS para la lluvia de diseño determinada.

Se ha realizado una comparación cuantitativa, de los caudales en la cuenca, así como también de las cotas de agua en los puntos críticos dentro de la cuenca en ambos escenarios.

Se han observado reducciones en los caudales promedio y pico de la cuenca, en porcentajes mayores al 30%, como se muestra en la Figura 5. Estas reducciones se deben al almacenamiento de volumen en el sistema, el cual se muestra en color amarillo.



**Figura 5.-** Hidrogramas del sistema –Escenario 1 vs. Escenario 2

El coeficiente de impermeabilidad de las subcuencas donde se han aplicado los pavimentos permeables ha disminuido hasta en un 26%, según se observa en la Tabla 3. Esta disminución se debe al aumento de superficies permeables, dado por la implementación de los pavimentos permeables dentro de cada subcuenca.

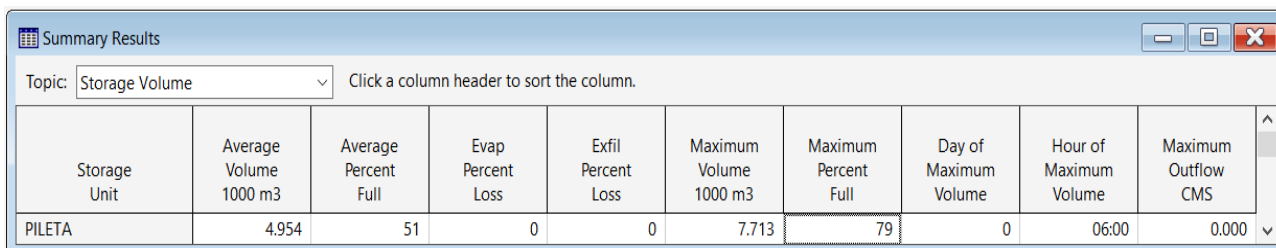
Además, se ha observado que, con la aplicación de los pavimentos permeables, las cotas de agua se encuentran por debajo del nivel de terreno natural, es decir el agua se encuentra almacenada en el interior del sistema de pavimentos.

También se ha determinado la disminución de las velocidades del agua en el cauce del Arroyo Nanawa en 90,58% y la permanencia de velocidades inferiores a la velocidad máxima permitida en el cauce del Arroyo Nanawa, tanto en aguas bajas como aguas medias.

Los resultados de la modelación de la laguna de detención (Figura 7), muestran que la misma se encuentra en un 79% de su capacidad total, bajo las condiciones de precipitación y de borde definidas, dando inclusive una revancha para eventos mayores a los de diseño.

**Tabla 3.-** Subdivisión de la cuenca del Arroyo Nanawa

Porcentaje de impermeabilidad en subcuencas			
Subcuenca	% Impermeabilidad		Variación
	Escenario 1	Escenario 2	
SUBCUENCA 01	51.89%	45.65%	6.25%
SUBCUENCA 02	22.91%	17.10%	5.81%
SUBCUENCA 03	21.72%	13.18%	8.54%
SUBCUENCA 04	77.87%	51.62%	26.26%
SUBCUENCA 05	29.06%	24.44%	4.63%
SUBCUENCA 06	55.77%	54.48%	1.30%
SUBCUENCA 07	50.53%	36.52%	14.01%
SUBCUENCA 08	54.01%	41.26%	12.75%
SUBCUENCA 09	55.57%	49.51%	6.06%
SUBCUENCA 10	41.17%	29.41%	11.75%
SUBCUENCA 11	43.87%	32.16%	11.71%
SUBCUENCA 12	67.19%	50.99%	16.20%
SUBCUENCA 13	58.68%	46.40%	12.27%
SUBCUENCA 14	45.25%	42.53%	2.72%
SUBCUENCA 15	66.64%	58.93%	7.71%
SUBCUENCA 16	40.88%	39.30%	1.58%



Storage Unit	Average Volume 1000 m3	Average Percent Full	Evap Percent Loss	Exfil Percent Loss	Maximum Volume 1000 m3	Maximum Percent Full	Day of Maximum Volume	Hour of Maximum Volume	Maximum Outflow CMS
PILETA	4.954	51	0	0	7.713	79	0	06:00	0.000

**Figura 7:** Análisis de laguna de detención

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los pavimentos permeables utilizados en la solución SUDS propuesta mantienen una interesante efectividad inclusive en suelos arcillosos y con régimen de precipitaciones medias a altas, de este modo se pudo demostrar que, en cuencas urbanas con suelos arcillosos, los SUDS funcionan como sistemas de atenuación y almacenamiento de aguas pluviales, inclusive al no haber infiltración de consideración de éstas hacia el suelo natural.

Además, la implementación de lagunas de detención contribuye de manera adecuada al almacenamiento de agua de lluvia y a la atenuación de crecidas.

Sin embargo, debido al régimen de precipitación que presenta la cuenca de estudio, el uso de SUDS puede presentar una reducción de su capacidad operativa considerable para eventos con un tiempo de retorno mayor a 25 años. Esta condición puede agravarse de no cumplir el plan de mantenimiento requerido por el sistema.

Debe considerarse que pavimentos sin revestimiento no deben emplearse en lugares donde el agua infiltrada pueda causar inestabilidad en taludes o problemas de cimentación. Los efectos del almacenamiento de agua en la capacidad estructural de los suelos subyacentes también deberían ser evaluados cuidadosamente.

## REFERENCIAS

- Chow, V. T. Maidment, D.R y Mays, L.W.** (1988). “Applied Hydrology”. Singapur, McGraw-Hill Book Co.
- Cuevas, L., & Rolón, A.** (2010). “Actualización de las curvas intensidad-duración-frecuencia de precipitación en el Paraguay”. Universidad Nacional de Asunción, San Lorenzo, Paraguay.
- Pereira, M., Fleitas, E.** (2021). “Obras de Mejoramiento del Arroyo Nanawa, en la Ciudad de Nanawa, Presidente Hayes, aplicando Técnicas de Drenaje Urbano Sostenible”. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Asunción, San Lorenzo, Paraguay.
- Rossman, L. A.** (2015). “Storm Water Management Model. User's Manual Version 5.1”. U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, Ohio, USA.
- Woods Ballard, B., Wilson, S., Udale-Clarke, H., Illman, S., Scott, T., Ashley, R., & Kellagher, R.** (2019). “CIRIA C753. The SuDS Manual, 6th. Edition” Londres, Reino Unido.

## ACTUALIZACIÓN DE LAS POLÍTICAS DE OPERACIÓN DE LAS PRESAS DEL RIO GRIJALVA Y DE SUS CURVAS GUÍA TRAS LOS EVENTOS DE INUNDACIÓN DEL AÑO 2020

Rosa Valencia E<sup>1</sup>., Eduardo Juan D.<sup>1</sup>, Maritza L. Arganis J.<sup>1,2</sup>, Rosalva Mendoza R.<sup>1</sup>, Ramón Domínguez M.<sup>1</sup>, Eliseo Carrizosa E.<sup>1</sup>, Alejandro Mendoza R<sup>1</sup> y Javier Osnaya R.<sup>1</sup>

Instituto de Ingeniería<sup>1</sup>, Facultad de Ingeniería<sup>2</sup>, Universidad Nacional Autónoma de México, México.

RValenciaE@iingen.unam.mx; EJuanD@iingen.unam.mx; MArganisJ@iingen.unam.mx; RMendozaR@iingen.unam.mx;

RDominguezM@iingen.unam.mx; ECarrizosaE@iingen.unam.mx;

AMendozaR@iingen.unam.mx; JOSnayaR@iingen.unam.mx

### RESUMEN

En el río Grijalva, Chiapas, México, se sitúan cuatro hidroeléctricas en cascada, que juntas generan cerca del 42 % de la energía hidroeléctrica del país y regulan el paso de avenidas que ocasionan daños a la planicie de Villahermosa Tabasco. Por tanto, es importante establecer y revisar periódicamente una política de operación del sistema que cumpla con el objetivo de generar energía hidroeléctrica comprometida y garantizar niveles de operación que permitan el manejo óptimo de las presas ante eventos extremos.

En esta investigación se proponen reglas de operación a largo plazo para el sistema hidroeléctrico del río Grijalva, aplicando un algoritmo desarrollado a partir de la técnica de optimización de Programación Dinámica Estocástica (PDE), como método de optimización de una función objetivo que conduzca a la mayor generación de energía eléctrica y al mismo tiempo evite eventos no deseados, como déficits, derrames, superar o quedar por debajo de la curva guía establecida. La política óptima seleccionada se definió al analizar el comportamiento de las variables de la función objetivo de la serie histórica y a largo plazo a través de la generación 10 de series sintéticas con 1000 años de registro obtenidas con el Método de Svanidze modificado.

### ABSTRACT

On the Grijalva River, Chiapas, Mexico, there are four cascade hydroelectric plants, which together generate about 42% of the country's hydroelectric energy and regulate the passage of floods that can cause damage to the Villahermosa Tabasco plain. Therefore, it is important to establish and periodically review a system operation policy that meets the objective of generating committed hydroelectric energy and guaranteeing operation levels that allow optimal management of the dams in the face of extreme events.

In this research, long-term operating rules are proposed for the hydroelectric system of the Grijalva River, applying an algorithm developed from the Stochastic Dynamic Programming (SDP) optimization technique, as a method of optimizing an objective function, in which said function is sought lead to the greatest generation of electrical energy and at the same time avoid unwanted events, such as deficits, spills, exceeding or falling below the established guide curve. The selected optimal policy was defined by analyzing the behavior of the variables of the objective function for the historical and long-term series through the generation of 10 synthetic series with 1000 years of registration obtained with the modified Svanidze Method.

**PALABRAS CLAVES:** curvas guía; programación dinámica estocástica; series sintéticas

## INTRODUCCIÓN

El aprovechamiento óptimo del agua en los sistemas de almacenamiento cobra cada vez más importancia como recurso escaso a nivel mundial y por la necesidad del uso de energías limpias ante la realidad del cambio climático.

El complejo hidroeléctrico del río Grijalva Chiapas, México (integrado por 4 hidroeléctricas; La Angostura, Malpaso, Chicoasén y Peñitas, en dicho orden), es de gran interés para la nación, ya que es el segundo río más caudaloso de la región, aportando aproximadamente el 67% de la generación hidroeléctrica del país, por lo que la constante actualización de sus políticas de operación, permitirá un mejor manejo del caudal. Por otro lado el río Grijalva sigue su curso hasta el Golfo de México, pasando por la planicie baja de Villahermosa, Tabasco, México, lo que ha ocasionado avenidas y daños importantes en la zona, dándose el caso del año 2020, debido a los frentes frío 4 y 5 junto con la tormenta tropical Gamma (cuyos efectos se vieron reflejados en los ingresos y salidas totales por las presas Malpaso y Peñitas entre el 25 de septiembre y el 6 de octubre) y posteriormente, entre el 29 de octubre y el 2 de noviembre los frentes fríos 9 y 11 también provocaron serias afectaciones a la población aguas abajo de la presa Peñitas.

El objetivo del estudio fue obtener reglas de operación que conduzcan la mayor generación de energía eléctrica y al mismo tiempo eviten eventos no deseados, como déficits y derrames (Domínguez et al., 2009, Mendoza et al., 2012). Por lo antes mencionado se empleó la programación dinámica estocástica (PDE) que es una técnica de optimización, que emplea una función objetivo que satisfaga las necesidades de operación y las restricciones del sistema. Se incluyó el uso de curvas guía, en la optimización y simulación, que son niveles de almacenamiento que permiten tomar decisiones anticipadas para una correcta operación del sistema hidroeléctrico.

Se estudiaron 4 ensayos para definir las curvas guía, a partir de una función objetivo que maximiza la generación de energía y penaliza los eventos no deseados. Para cada ensayo se simula el funcionamiento del sistema y se analiza el comportamiento de cinco variables: derrames, déficits, energía generada y los almacenamientos mínimos y máximos en los embalses. El estudio se encuentra organizado en cinco apartados: el primero presenta la metodología de la programación dinámica estocástica, el segundo describe la aplicación de la PDE al sistema hidroeléctrico del río Grijalva, el tercer apartado detalla los 4 ensayos definidos con las curvas guía y en el cuarto apartado se dan los resultados y conclusiones derivados de la investigación.

## METODOLOGÍA

### Sitio de estudio

El río Grijalva pertenece a la región hidrológica No. 30, Grijalva Usumacinta, ubicada en el Sur de México, la cuenca incluye el Alto, Medio y Bajo Grijalva, en figura 1 se ilustra la ubicación.

El río Grijalva nace en la República de Guatemala, dando lugar a una cuenca binacional, el Medio y Alto Grijalva abarcan la zona central de Chiapas, el bajo Grijalva se ubica en la planicie de Villahermosa Tabasco, el río Grijalva finalmente desemboca en el Golfo de México, cuenta con aproximadamente 700 km de longitud, siendo el segundo río más caudaloso del país.





## Programación dinámica estocástica (PDE)

La programación dinámica estocástica toma en cuenta el carácter aleatorio de los volúmenes de ingreso a los embalses. El objetivo es maximizar el beneficio esperado (Merwade et al., 2001), para lograrlo requiere de la definición de una función objetivo que obtenga, por una parte los máximos beneficios por generación de energía eléctrica y, por otra la disminución de eventos no deseados (derrames y déficits) en el sistema; además de la función objetivo se definen las restricciones del problema y la meta final es obtener las extracciones óptimas,  $k^*$ , que conducen al beneficio óptimo, dichas extracciones finalmente se expresan como volúmenes de agua a extraer de cada embalse, de acuerdo con el nivel en que se encuentren y la época del año.

Para el análisis se define un cierto número de años  $N$  (por ejemplo, el correspondiente a la vida útil del sistema). Para considerar que los ingresos son aleatorios se toma en cuenta su función de distribución de probabilidades aproximada con el concepto de frecuencia relativa.

### Función objetivo

En sistema hidroeléctrico del río Grijalva, las presas de La Angostura y Malpaso son las de mayor capacidad de almacenamiento, por lo que se consideró reducir el sistema de 4 presas a uno equivalente de 2, sumando a Malpaso las entradas por cuenca propia de la presa Chicoasén.

La función objetivo que se propuso para maximizar la generación de energía eléctrica e imponer penalizaciones por eventos no deseados en el sistema de presas del río Grijalva es la siguiente:

$$FO = \text{Máx E} \{ GE_{\text{presa1}} + GE_{\text{presa2}} - C_1 \text{DERR}_{\text{presa1}} - C_2 \text{DERR}_{\text{presa2}} - C_3 \text{DEF}_{\text{presa1}} - C_4 \text{DEF}_{\text{presa2}} - C_5 \text{Vcga1} - C_6 \text{Vcga2} - C_7 \text{Vcgb1} - C_8 \text{Vcgb2} \} \quad [1]$$

Donde:

$E()$  = Operador valor esperado;  $GE$  = Energía generada;  $\text{DERR}$  = Derrame,  $\text{DEF}$  = Déficit,  $C_1$  y  $C_2$ : Coeficientes de penalización por derrame,  $C_3$  y  $C_4$ : Coeficientes de penalización por déficit,  $\text{Vcga1}$  y  $\text{Vcga2}$ : Volumen rebase de la curva guía alta,  $\text{Vcgb1}$  y  $\text{Vcgb2}$ : Volumen que queda por debajo de la curva guía baja,  $C_5$  y  $C_6$ : Coeficientes de penalización por rebase de curva guía alta,  $C_7$  y  $C_8$ : Coeficientes de penalización por quedar debajo de curva guía baja.

### Datos considerados en la PDE

Se utilizaron los volúmenes registrados de aportaciones por cuenca propia a cada presa de 1959 a 2020; de acuerdo con el criterio de la media aritmética, el año quedo dividido en 7 etapas; Etapa 1: noviembre y diciembre, Etapa 2: octubre, Etapa 3: septiembre, Etapa 4: agosto, Etapa 5: julio, Etapa 6: junio a la segunda quincena de mayo, Etapa 7: primera quincena de mayo a enero.

El valor ( $\Delta V$ ) para discretizar las variables de estado se fijó en  $200 \text{ hm}^3$ , quedando dividida la capacidad útil en 65 estados para La Angostura y 46 para Malpaso.

Se definieron las extracciones mínimas y máximas para cada etapa de acuerdo con los propósitos que tiene el agua en la región, y las probabilidades de ingreso quedaron definidas con el histograma de frecuencias relativas, de los volúmenes de ingreso.

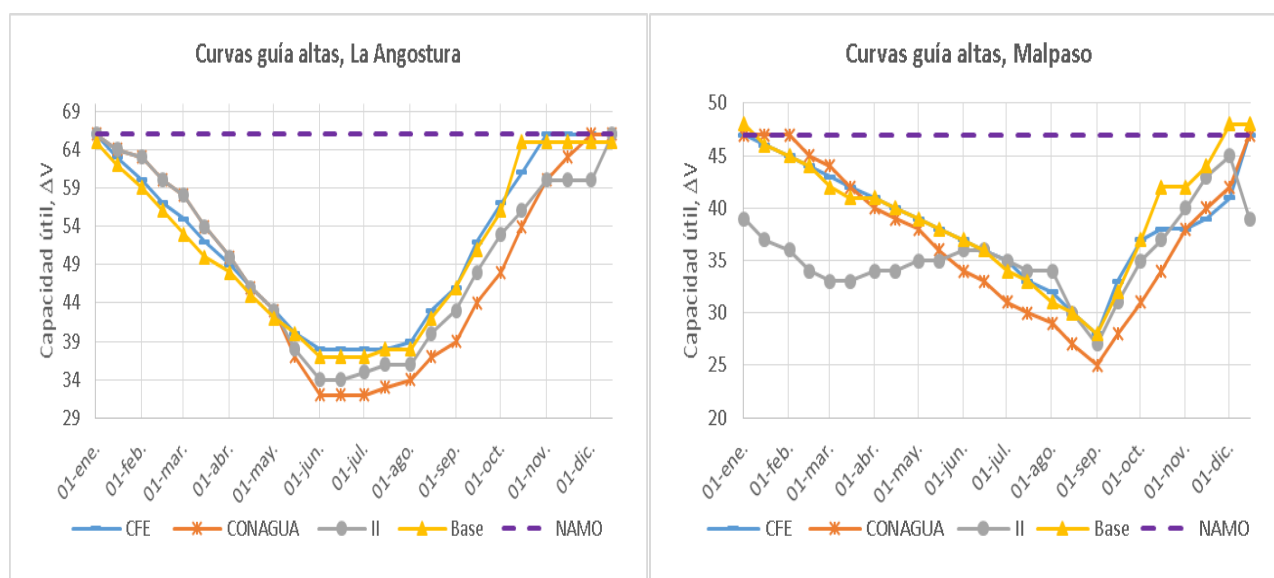
Los coeficientes de penalización utilizados durante los ensayos se obtuvieron de la mejor prueba reportada en Mendoza et al., (2012).

## Curvas Guía

Las curvas guía son límites en las elevaciones de los embalses dentro de los cuales se busca mantener su operación. En este estudio se consideró partir de la curva guía usada en el estudio de Mendoza et al., (2012) (CGA Base) y probar tres curvas guía más, que son:

- CGA CFE: curva guía alta propuesta por la Comisión Federal de Electricidad, organismo que provee de energía eléctrica al estado, dicha curva guía considera el fenómeno de la Niña.
- CGA CONAGUA: curva guía alta propuesta por Comisión Nacional del Agua, organismo encargado de regular, administrar, controlar y proteger las aguas nacionales de México.
- CGA II: curva guía alta propuesta por el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

En la figura 3 se observan las curvas guía ensayadas.



**Figura 56.-** Curvas guías ensayadas

## Método de Svanidze modificado

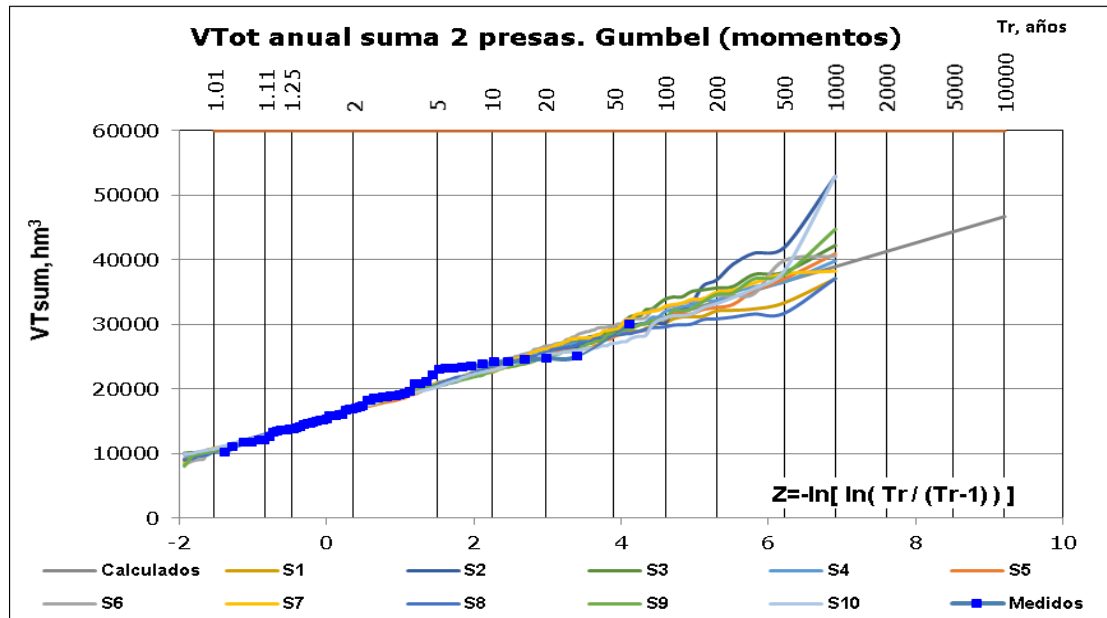
El método de Svanidze es una variante del método de los fragmentos (Svanidze, 1980), consiste en crear nuevos hidrogramas sintéticos con intervalos de tiempo menores a un año a partir del hidrograma histórico anual, los hidrogramas sintéticos tendrán las mismas características estadísticas que la serie original. El método se basa en el doble muestreo aleatorio; con la serie histórica de volumen de ingreso anual  $Q_i$ , se obtiene el mejor ajuste mediante una función de distribución  $F(x)$  y se generan números aleatorios con esa distribución, en seguida se selecciona de manera aleatoria y con reemplazo un año  $m$ , el volumen de ingreso anual generado se multiplica por las fracciones de volumen de ingreso anual  $q_i(t)$  del año  $m$  seleccionado (las fracciones pueden ser quincenas, meses, periodo húmedo y periodo seco, etc.), obteniendo así series sintéticas con tantos años de registro como se requiera.

El método de Svanidze modificado para la simulación a largo plazo de las políticas de operación del Conjunto Grijalva utiliza la suma de los volúmenes de ingreso de las 2 presas La Angostura y Malpaso, obteniendo el porcentaje que corresponde a cada presa, Domínguez et al., (2001).

La selección final de la política de operación óptima del Conjunto Grijalva se basa en el análisis de su comportamiento simulado tanto con la serie histórica como con las series sintéticas, las cuales tendrán las mismas características estadísticas que la serie histórica. El análisis a largo plazo, con las series sintéticas, permitirá simular eventos de precipitación extremos, dada la política de

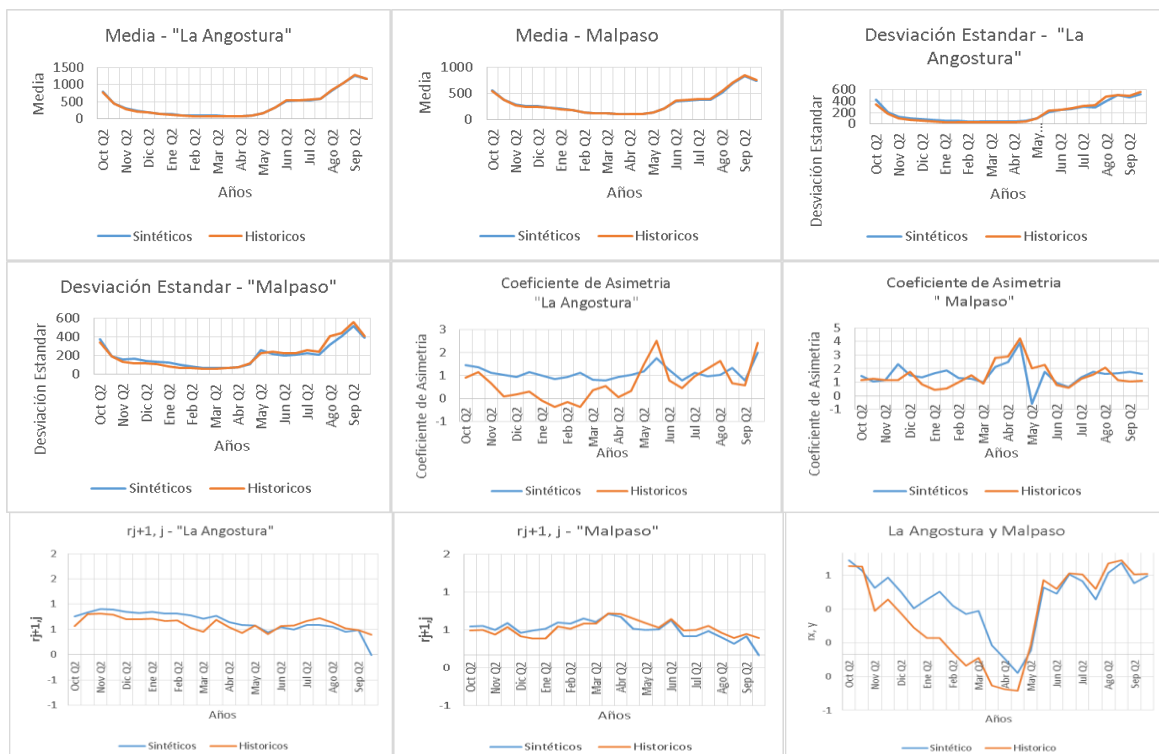
operación óptima, por lo que se generaron 10 series sintéticas de 1000 años de registro de volúmenes de ingreso a los embalses.

La figura 4 representa el ajuste Gumbel de la serie histórica vs las series sintéticas, las cuales en conjunto reprodujeron con éxito las características de la serie original, pero al mismo tiempo dan lugar a eventos más críticos, por ejemplo, las series 2 y 10 con eventos de abundancia mayores a los de la serie histórica, las serie 4 y 8 con eventos de escasez menores a los de la serie histórica.



**Figura 57.-** Ajuste Gumbel serie histórica vs series sintéticas

En las figuras 5, se observa la comparación entre los estadísticos de la serie histórica y los promedios de las series sintéticas, los cuales logran reproducir satisfactoriamente la serie histórica.



**Figura 58.-** Estadísticos; Media, desviación estándar, coeficiente de asimetría, coeficientes de auto correlación  $r_{j+1, j}$ , y coeficientes de correlación cruzada. Series sintéticas vs serie histórica

## APLICACIÓN Y RESULTADOS

Se obtuvieron políticas óptimas con PDE referidas en 7 ensayos, en las políticas 1 a 3 se considera la curva guía base actual, en las políticas 4 a 5 se analizan las curvas guía; CFE, CONAGUA y II. En la tabla 1, se enlistan las condiciones de cada política referida en cada ensayo. En la tabla 2 se presentan los coeficientes de penalización para la política del ensayo 1, en la tabla 3 se presentan dichos coeficientes de penalización para las políticas de los ensayos 2 a 5, en la tabla 4, se tienen las extracciones máximas y mínimas, en unidades discretizadas con un  $\Delta V = 200 \text{ hm}^3$ , las cuales son las mismas para 6 de las políticas ensayadas.

**Tabla 6.-** Resumen de las condiciones a ensayar para obtener la política óptima de dos embalses en cascada.

Pol.	Penalizaciones por:				Probabilidades de Ingreso		Curva guía
	Derrame	Déficit	Supera la curva guía	Quedar debajo de la curva guía	Sin suavizar	Suavizadas	
<b>E 1</b>	x	x	x	x		x	BASE
<b>Coefficientes de penalización entre 100</b>							
<b>E2</b>	x	x	x	x		x	BASE
<b>E3</b>	x	x	x	x	x		BASE
<b>E4</b>	x	x	x	x		x	CFE
<b>E5</b>	x	x	x	x		x	CONAGUA
<b>E6</b>	x	x	x	x		x	II

**Tabla 7.-** Coeficientes de penalización de la mejor prueba reportada Mendoza et al., (2012)

Etapa		La Angostura				Malpaso			
		Derrame	Déficit	Rebase cga	Debajo cgb	Derrame	Déficit	Rebase cga	Debajo cgb
1	dic- nov	10	10	5000	5000	100	10	10000	5000
2	oct	10	10	8000	5000	100	10	10000	5000
3	sep	10	10	20000	5000	100	10	15000	5000
4	agosto	10	10	20000	5000	100	10	15000	5000
5	jul	10	10	15000	5000	100	10	10000	5000
6	2nda may -jun	10	10	9000	5000	100	10	9000	5000
7	ene-1ra mayo	10	10	5000	5000	100	10	8000	5000

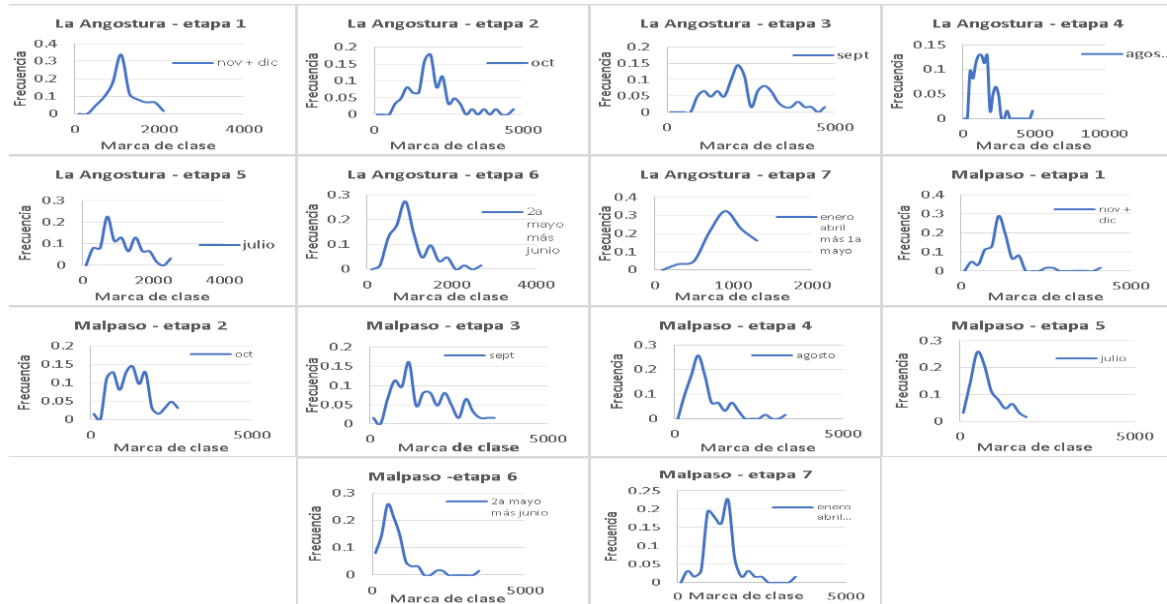
**Tabla 8.-** Coeficientes de penalización de la mejor prueba reportada Mendoza et al., (2012) entre 100.

Etapa		La Angostura				Malpaso			
		Derrame	Déficit	Rebase cga	Debajo cgb	Derrame	Déficit	Rebase cga	Debajo cgb
1	dic- nov	10	10	50	50	100	10	100	50
2	oct	10	10	80	50	100	10	100	50
3	sep	10	10	200	50	100	10	150	50
4	agosto	10	10	200	50	100	10	150	50
5	jul	10	10	150	50	100	10	100	50
6	2nda may -jun	10	10	90	50	100	10	90	50
7	ene-1ra mayo	10	10	50	50	100	10	80	50

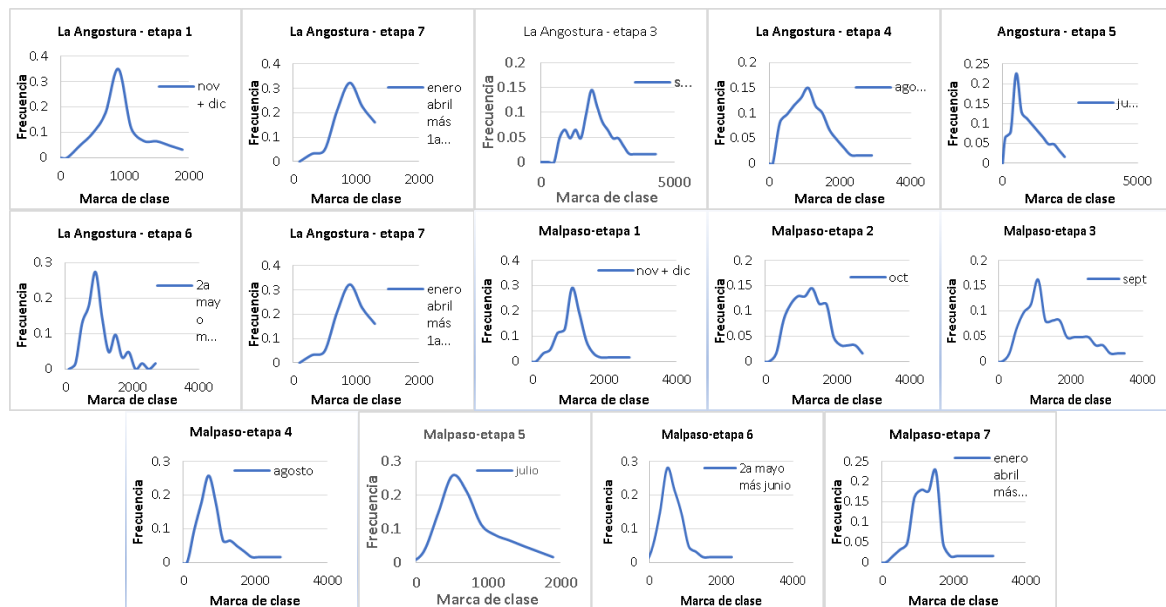
**Tabla 9.-** Extracciones mínimas y máximas por presa.

Etapa	Quincenas	kmáx		kmín		
		La Angostura	Malpaso	La Angostura	Malpaso	
1	dic- nov	4	28	37	8	4
2	oct	2	14	18	4	2
3	sep	2	14	18	4	2
4	agosto	2	14	18	4	2
5	jul	2	14	18	4	2
6	2nda may -jun	3	21	27	6	3
7	ene-1ra mayo	9	63	83	18	9

En la figura 6 se muestran las probabilidades sin suavizar es decir probabilidades obtenidas directamente de la construcción de histogramas con los datos históricos, a las que llamaremos “Probabilidades sin suavizar” y probabilidades a las cuales después de su obtención se realizó un suavizado de los picos menores del histograma a las que llamaremos “Probabilidades suavizadas”, figura 7.



**Figura 59.-** Probabilidades del ingreso sin suavizar de las 7 etapas consideradas. Presa La Angostura y Malpaso, Chis.



**Figura 60.-** Probabilidades del ingreso suavizadas de las 7 etapas consideradas. Presas La Angostura y Malpaso, Chis.

Las políticas de los ensayos 1 a 3 con CGA Base muestran un punto de partida para el análisis de la política óptima de operación, por lo que en la tabla 5, se tiene los resultados del funcionamiento de vaso conjunto de dichos ensayos. En el ensayo 1 se consideran los coeficientes de penalización de la mejor prueba reportada por Mendoza et al., (2012), en dicho estudio se incluye en la función objetivo (empleando la metodología de la PDE) penalizar por el rebase de la curva guía alta, en este

estudio además de la penalización por superar la curva guía se considera la magnitud del rebase, por lo que en el ensayo 2 se dividieron los coeficientes de penalización entre 100.

El ensayo 3 se consideran probabilidades sin suavizar, por lo tanto con las políticas de los ensayos 1 y 2 se compara la diferencia entre utilizar los coeficiente de penalización por rebase de la curva guía alta divididos entre 100, y en los ensayos 2 y 3 se compara considerar probabilidades suavizadas o sin suavizar.

**Tabla 10.-** Resultados: Energía, Alm. Inicial Mínimo y Máximo. Ensayos 1a 3. Curva guía Base

Pol	Energía generada			Déficit			Derrame			Alm. Inicial Mínimo			Alm. Inicial Máximo		
	[GWh]			[hm <sup>3</sup> ]			[hm <sup>3</sup> ]			[hm <sup>3</sup> ]			[hm <sup>3</sup> ]		
	La Ang	Mal	Tot	La Ang	Mal	Tot	La Ang	Mal	Tot	La Ang	Mal	Tot	La Ang	Mal	Tot
E1	279.5	195.3	474.8	0	0	0	0	0	0	2293	1525	3818	10148	8046	18194
E2	280.0	201.0	481.0	0	0	0	0	0	0	2082	1773	3854	10118	8281	18399
E3	279.6	203.4	483.1	0	0	0	93	0	93	1080	2410	3490	9354	8877	18231

De los resultados obtenidos, tabla 5, la política E3 no es factible ya que se obtiene un derrame total de 93 hm<sup>3</sup> en la presa La Angostura, las políticas de los E1 y E2 no presentan derrames o déficits, por lo que el análisis queda determinado por el promedio de la energía generada por quincena y los almacenamientos iniciales.

La política del E2 obtiene 1.31% más energía generada por quincena respecto al E1, este último a su vez obtiene los menores almacenamientos tanto en La Angostura como en Malpaso, por lo que se eligió la política del E2, como la mejor política entre los 3 primeros ensayos con la curva guía Base, la cual considera los coeficientes de penalización por rebase de la curva guía entre 100 y probabilidades suavizadas.

Para las políticas de los E4 a E6, se considera ensayar las curvas guía altas CFE, CONAGUA e II, con las condiciones analizadas en las primeras tres políticas (E1 a E3), siendo estas las correspondientes al E2. Los resultados de las políticas ensayadas se tienen en la tabla 6.

**Tabla 11.-** Resultados de las políticas ensayadas; Energía, Déficit, Derrame.

Pol	Energía generada			Déficit			Derrame			Alm. Inicial Mínimo			Alm. Inicial Máximo		
	[GWh]			[hm <sup>3</sup> ]			[hm <sup>3</sup> ]			[hm <sup>3</sup> ]			[hm <sup>3</sup> ]		
	La Ang	Malp	Tot	La Ang	Malp	Tot	La Ang	Malp	Tot	La Ang	Malp	Tot	La Ang	Malp	Tot
E2	279.7	201.0	480.7	0	0	0	0	0	0	2082	1773	3854	10118	8281	18399
E4	280.0	201.3	481.3	0	0	0	0	0	0	1920	2035	3955	10473	8355	18828
E5	279.2	195.8	474.9	0	0	0	0	0	0	1577	1278	2855	9361	7881	17242
E6	279.5	197.2	476.6	0	0	0	0	0	0	1842	1582	3424	9698	8084	17782

En la tabla 6, se comparan las políticas obtenidas ensayando 4 CGA, en la simulación no se presentaron eventos no deseados de derrame o déficit y la variación entre la energía promedio generada por quincena es menor al 1%, los mayores almacenamientos iniciales (mínimo y máximo), como son las políticas E2 y E4 (CGA CFE y CGA Base respectivamente) conducen a la mayor generación de energía eléctrica y viceversa los menores almacenamientos máximos y mínimos obtienen la menor generación de energía eléctrica siendo el caso de la política del E5 (CGA CONAGUA), la política del E6, obtiene resultados intermedios.

Durante la simulación de las políticas con la serie histórica no se obtuvieron derrames o déficits, se optó por la simulación a largo plazo a partir de la generación de 10 series sintéticas con 1000 años de registro. En la tabla 7, se muestran los resultados de la energía generada a largo plazo con las 10 series sintéticas generadas, en las tablas 8 y 9 se tienen los resultados de derrames y déficits respectivamente, para los cuales, a diferencia de la serie histórica, si se presentaron dichos eventos.

**Tabla 12.- Energía generada por quincena a largo plazo, con las políticas ensayadas.**

Pol	Energía generada [GWh/quincena]											
	Ensayo 2			Ensayo 4			Ensayo 5			Ensayo 6		
Presa	Ang	Malp	Tot	Ang	Malp	Tot	Ang	Malp	Tot	Ang	Malp	Tot
S1	277.2	198.9	476.0	277.3	199.0	476.3	276.4	193.1	469.5	276.9	194.6	471.6
S2	278.4	200.1	478.5	278.5	200.2	478.7	277.6	194.4	472.0	278.2	195.9	474.1
S3	275.8	198.6	474.4	275.9	198.8	474.7	275.0	193.0	467.9	275.5	194.5	470.0
S4	280.5	199.7	480.1	280.6	199.8	480.4	279.7	194.0	473.7	280.2	195.5	475.7
S5	275.0	196.7	471.7	275.1	196.8	471.9	274.2	191.0	465.3	274.7	192.6	467.3
S6	282.9	201.9	484.8	283.0	202.0	485.1	282.0	196.1	478.2	282.6	197.7	480.2
S7	279.5	200.3	479.8	279.6	200.4	480.1	278.7	194.6	473.3	279.2	196.1	475.3
S8	279.1	201.0	480.1	279.3	201.1	480.4	278.3	195.2	473.6	278.9	196.7	475.6
S9	276.5	197.9	474.5	276.6	198.1	474.7	275.7	192.3	468.0	276.3	193.8	470.0
S10	278.4	198.6	477.0	278.5	198.7	477.2	277.6	192.9	470.5	278.1	194.4	472.5
Promedio/999 años *	278.3	199.4	477.7	278.5	199.5	477.9	277.5	193.7	471.2	278.1	195.2	473.2
Promedio hist/61 años *	277.6	199.2	476.8	277.7	199.5	477.2	276.6	193.7	470.4	277.1	195.2	472.3
Diferencia relativa, en %	0.3	0.1	0.2	0.3	0.0	0.0	0.3	0.2	0.2	0.3	0.0	0.2

\* Sin considerar el primer año de simulación.

**Tabla 13.- Derrames ocurridos a largo plazo, con las políticas ensayadas.**

Pol	Derrame [hm <sup>3</sup> ]											
	Ensayo 2			Ensayo 4			Ensayo 5			Ensayo 6		
Presa	La Ang	Malp	Tot	La Ang	Malp	Tot	La Ang	Malp	Tot	La Ang	Malp	Tot
S1	0	466	466	0	589	589	0	0	0	0	282	282
S2	2038	12501	14538	2493	14125	16618	857	7516	8373	1241	9670	10911
S3	0	7763	7763	0	8957	8957	0	4574	4574	0	6694	6694
S4	0	4680	4680	0	5517	5517	0	2844	2844	0	4140	4140
S5	506	1998	2504	559	2341	2900	0	1292	1292	0	1431	1431
S6	0	2592	2592	0	2715	2715	0	1828	1828	0	2203	2203
S7	0	2605	2605	0	2972	2972	0	1512	1512	0	1960	1960
S8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
S9	0	3842	3842	0	4017	4017	0	2063	2063	0	2722	2722
S10	460	1305	1764	878	1063	1941	0	527	527	0	694	694
Suma	3004	37750	40754	3930	42296	46227	857	22157	23014	1241	29796	31038

**Tabla 14.- Déficits ocurridos a largo plazo, con las políticas ensayadas.**

Pol	Déficit [hm <sup>3</sup> ]											
	Ensayo 2			Ensayo 4			Ensayo 5			Ensayo 6		
Presa	La Ang	Malp	Tot	La Ang	Malp	Tot	La Ang	Malp	Tot	La Ang	Malp	Tot
S1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
S2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
S3	1056	0	1056	881	0	881	1460	0	1460	1126	0	1126
S4	4437	99	4535	4331	0	4331	4609	649	5258	4284	232	4516
S5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
S6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
S7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
S8	0	0	0	0	0	0	789	0	789	210	0	210
S9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
S10	80	0	80	0	0	0	618	0	618	0	0	0
Suma	5573	99	5671	5212	0	5212	7476	649	8125	5621	232	5853

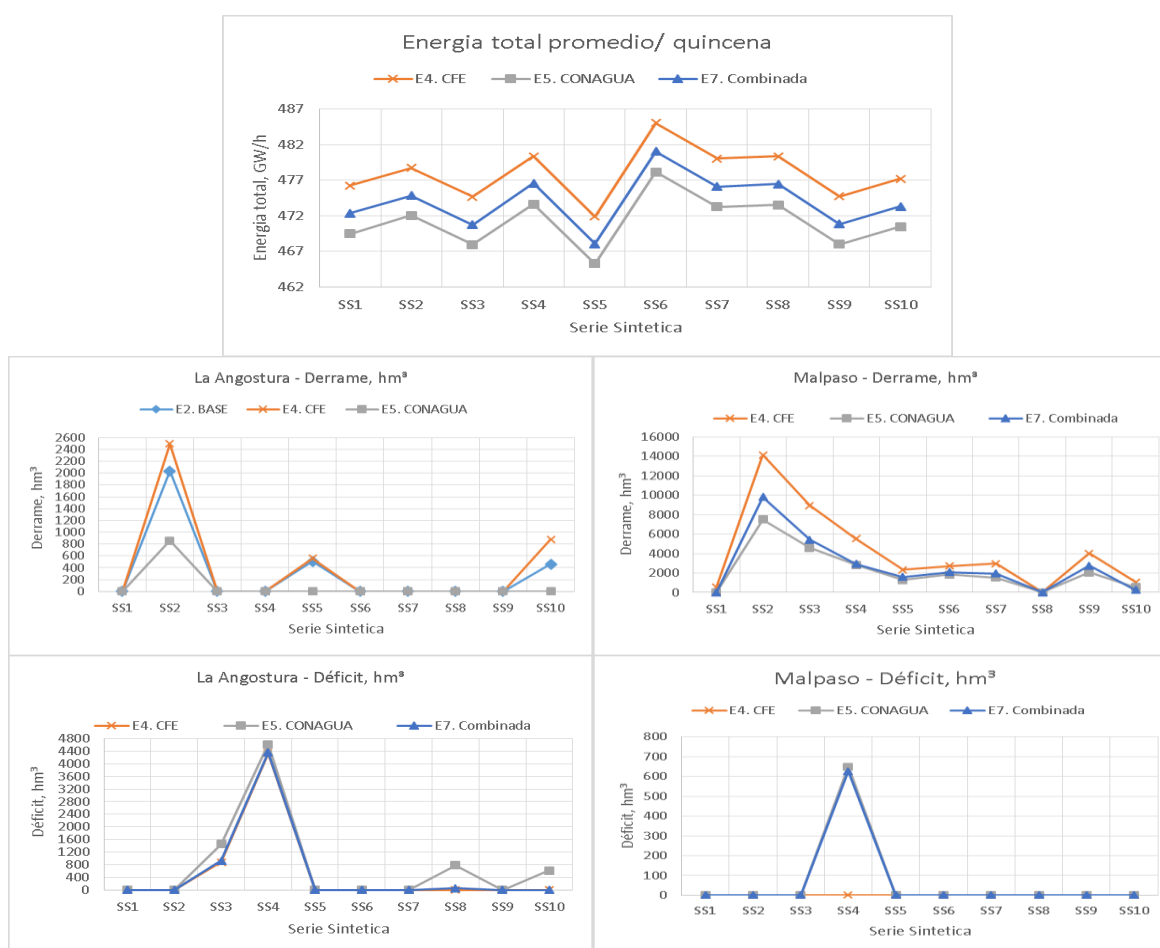
De los resultados de las tablas 7, 8 y 9, las políticas de los E2 y E4 (CGA Base y CGA CFE) presentaron la mayor generación de energía eléctrica, los mayores derrames y al mantener altos niveles de almacenamiento a lo largo del año, presentan los menores déficits, en contraparte las política del E5 CONAGUA, presenta los mayores déficits al mantener niveles de almacenamiento más bajos a lo largo del año, en comparación con las otras 3 políticas por lo que evita derrames a largo plazo pero genera la menor energía promedio por quincena, la política del E6 CGA II se mantiene intermedia, respecto a las variables analizadas.

Al no tener definida la mejor política de operación del complejo Grijalva se realizó un nueva política llamada E7 Curva Guía alta combinada, donde en la presa La Angostura se consideró la CGA CFE y en Malpaso la CGA Conagua, partiendo de que la política de la CGA CFE aumentaría los niveles de almacenamiento en dicha presa, aumentando los derrames, mismos que podrán ser nuevamente regulados por la presa Malpaso, sin embargo si esta misma CGA se considera en Malpaso, la presa Peñitas de poca capacidad de regulación, no podría evitarlos, por lo que se considera la CGA CONAGUA, dicha CGA evita mejor los derrames. En la tabla 10, se presentan los resultados obtenidos con esta política de operación E7, en la figura 8 se muestra una comparativa en cuanto a energía generada por quincena, derrame y déficit a largo plazo.

**Tabla 15.- Resultados a largo plazo de la política del E7. CGA Combinada.**

Pol E7	Energía generada [GWh/quincena]			Derrame [hm <sup>3</sup> ]			Déficit [hm <sup>3</sup> ]		
	La Ang	Malp	Tot	La Ang	Malp	Tot	La Ang	Malp	Tot
Presa									
S1	277.2	195.2	472.4	0	0	0	0	0	0
S2	278.4	196.5	474.9	2366	9818	12183	0	0	0
S3	275.8	195.0	470.8	0	5444	5444	935	0	935
S4	280.5	196.1	476.6	0	2916	2916	4351	627	4978
S5	275.0	193.1	468.0	172	1615	1787	0	0	0
S6	282.9	198.2	481.1	0	2097	2097	0	0	0
S7	279.5	196.7	476.1	0	1944	1944	0	0	0
S8	279.1	197.4	476.5	0	0	0	61	0	61
S9	276.5	194.4	470.9	0	2749	2749	0	0	0
S10	278.3	195.0	473.3	864	279	1142	0	0	0
Promedio/999 años *	278.3	195.7	474.0	3401	26861	30262	5346	627	5973
Promedio histórico/61 años *	277.6	195.7	473.3						
Diferencia relativa, en %	0.3	0.0	0.2						

\* Sin considerar el primer año de simulación.



**Figura 61.- Energía, derrames y déficit a largo plazo política E7 vs políticas E4 y E5.**



La figura 9 se construyó a partir de la agrupación de las 10 series sintéticas en cada una de las políticas ensayadas ordenados de mayor a menor, obteniéndose la frecuencia y magnitud de los derrames y déficits a largo plazo, para la presa La Angostura y Malpaso.

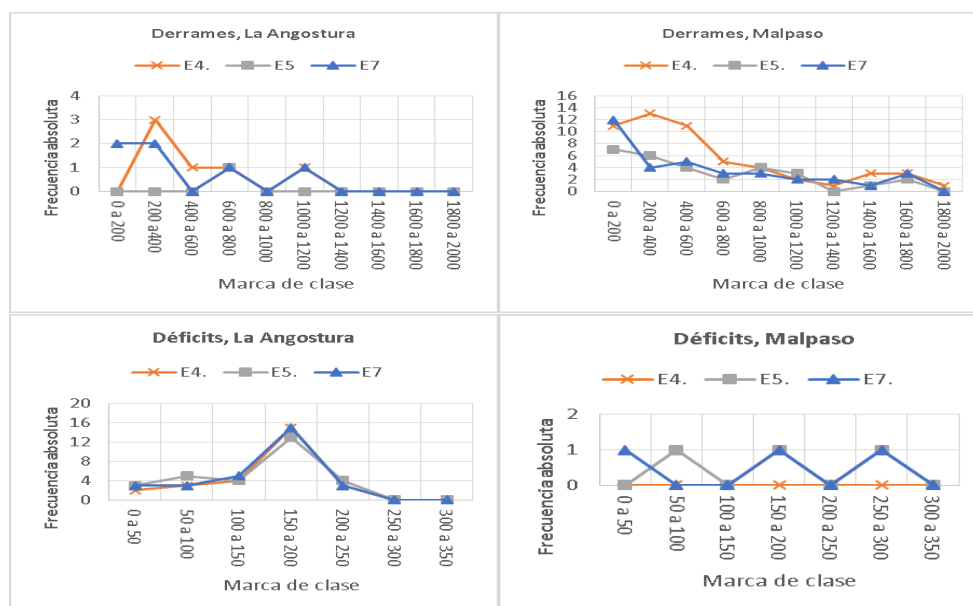


Figura 62.- Magnitud de los derrames y déficits a largo plazo. Política E7 vs políticas E4 y E5.

## CONCLUSIONES

La política CGA combinada E7 destaca, debido a que logra disminuir los derrames en la presa Malpaso, aunque aumentándolos en La Angostura, los cuales serían nuevamente regulados por la presa Malpaso, a pesar de no ser la política con la mayor generación de energía eléctrica, la diferencia con la política CGA CFE del E4 es menor al 1%.

## AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a la DGAPA, UNAM por su apoyo a esta investigación dentro del proyecto PAPIIT IN100422.

## REFERENCIAS

- Domínguez –Mora, R. and Arganis- Juárez M. L.,** (2009) “Cálculo de registros sintéticos de ingresos por cuenca propia de un sistema de presas de la región Noroeste de México, caracterizada por eventos invernales.” *Ingeniería, investigación y tecnología*. Vol.10 No.4 Ciudad de México oct./dic.
- Mendoza-Ramírez R., Domínguez –Mora, R. and Arganis- Juárez M. L.,** (2012). “Políticas de operación con curvas guía para el manejo del sistema de presas del río Grijalva.” *XXII Congreso Nacional de Hidráulica*, Guerrero, México, noviembre 2012.
- Merwade, V., McKinney- D.** (2001) “Stochastic Optimization in Reservoir Planning and Design-A literature Review.” Course Notes, CE 385D, Spring.
- Svanidze, G.G.,** (1980). “Mathematical modeling of hydrologic series.” *Water Resources Publications*, USA, 314 pp.
- Dominguez –Mora, R., Mendoza-Ramirez R., and Arganis- Juárez M. L.,** (2001) “Revisión del funcionamiento y operación de las presas Angostura, Chicoasén, Malpaso y Peñitas”. Informe Final. Elaborado para Comisión Federal de Electricidad, CFE.

## DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA DEL DESAGÜE DE FONDO DE LA PRESA DE TERROBA

David López Gómez<sup>1</sup>, Miguel de Blas Moncalvillo<sup>1</sup>, María Isabel Berga Cano<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Laboratorio de Hidráulica. Centro de Estudios Hidrográficos. CEDEX. Madrid, España.  
david.lopez@cedex.es, miguel.deblas@cedex.es, m.isabel.berga@cedex.es

### RESUMEN:

La puesta en carga de la presa de Terroba no se ha completado por los problemas de funcionamiento detectados en el desagüe de fondo. CEDEX ha realizado un estudio para la Confederación Hidrográfica del Ebro, titular de la presa, financiado por Dirección General del Agua del Ministerio para la Transición Ecológica y Reto Demográfico, en el que se identifican los problemas de la estructura hidráulica y se proponen las medidas correctoras para su adecuado funcionamiento. Este trabajo se ha realizado mediante modelización híbrida físico-numérica. La primera fase del trabajo se realizó mediante modelización numérica tridimensional, con el modelo SPHERIMENTAL, lo que ha permitido optimizar el diseño del cuenco de amortiguamiento, con más de 20 modificaciones analizadas, que posteriormente ha sido validado mediante modelización física. Este modelo ha permitido analizar y solucionar los problemas de aireación en los conductos del desagüe.

### ABSTRACT:

The initial loading of the Terroba dam has not been completed, due to the operational problems detected in the bottom outlet. CEDEX has carried out a study for the Ebro River Basin Authority, owner of the dam, financed by the General Directorate of Water of the Ministry for the Ecological Transition and Demographic Challenge, in which the problems of the hydraulic structure are identified, and then measures for its correct operation are proposed. This work has been carried out through hybrid physical-numerical modelling. The first phase of the work was performed using three-dimensional numerical modelling, with the SPHERIMENTAL model, which has allowed to optimize the design of the stilling basin, with more than 20 modifications analysed, which has after been validated using physical modelling. This model has allowed analysing and solving aeration problems in drainage pipes.

**PALABRAS CLAVES:** *Cuenca de amortiguamiento; modelo SPH; aireación en conductos.*

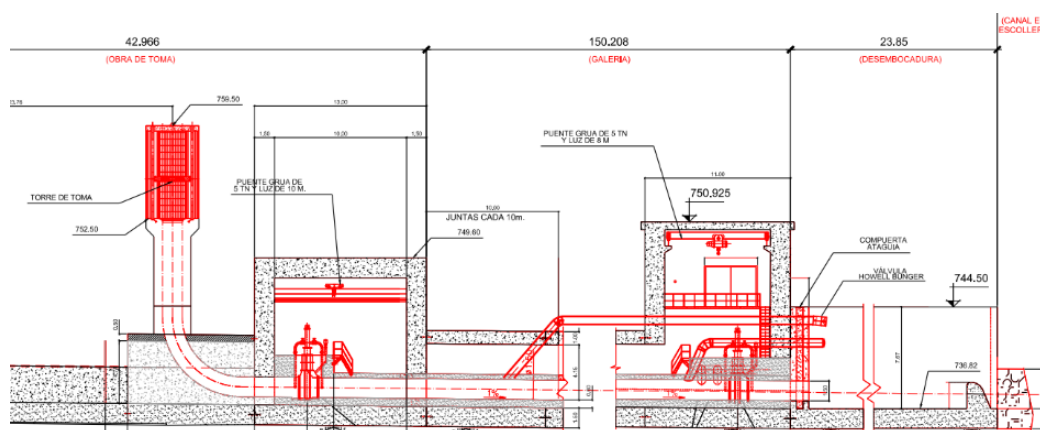
## INTRODUCCIÓN

La presa de Terroba se sitúa en el río Leza (La Rioja, España). El embalse se encuentra entre los términos municipales de Soto de Cameros y Terroba. Se trata de una presa de materiales sueltos con pantalla asfáltica. La coronación queda a la cota 777.00 msnm y a 45.6 m de altura sobre el plinto de apoyo de la pantalla. El cauce queda a la cota 740.00 msnm. El NMN está a la cota 772.00. La capacidad del embalse es de 8.2 hm<sup>3</sup>. La presa consta de un aliviadero de superficie en la margen derecha de la presa. El umbral del vertedero queda a la cota 772.00 (NMN). CEDEX (2010) estudió el funcionamiento hidrodinámico del aliviadero mediante modelización física, lo que sirvió para optimizar su diseño hidrodinámico. La construcción del aliviadero incorporó las modificaciones propuestas en este estudio (figura 1).



**Figura 63.-** Aliviadero de superficie. Vista del cuenco de amortiguamiento en prototipo y modelo físico.

La presa dispone de un desagüe de fondo (figura 2), que consta de dos conductos de 1500 mm de diámetro. La embocadura de la obra de toma del desagüe de fondo queda a la cota 752.5 msnm, y se ubica en una estructura de hormigón sobre la que se alojan las rejas de retención de arrastres (figura 3). Tras un codo, los conductos toman una pendiente del 1 %. Cada conducto dispone de sendas válvulas de guarda y regulación, tipo Bureau, que se alojan en dos cámaras de válvulas.



**Figura 64.-** Sección longitudinal del desagüe de fondo.



**Figura 65.-** Rejas de retención de arrastres en la obra de toma del desagüe de fondo.

En la actualidad la presa no ha sido puesta en carga por los problemas de funcionamiento detectados en el desagüe de fondo. Con niveles de embalse bajos entra gran cantidad de aire a los conductos del desagüe. Los niveles de lámina en el cuenco de amortiguamiento dispuesto a la salida dificultan su evacuación formándose bolsas de aire comprimido en los conductos (figura 4).



**Figura 66.-** Salida de los conductos al cuenco de amortiguamiento.

Inicialmente, no se había dispuesto azud a la salida del cuenco (figura 5, izquierda). Posteriormente se construyó un azud de 2 m de altura a la salida del cuenco para mejorar el inadecuado guiado del flujo en el canal de restitución, que además presenta una curva muy cerrada en planta para buscar la traza del cauce. Esta modificación no ha resultado ser adecuada pues, además de dificultar la evacuación del aire de los conductos, tampoco consigue amortiguar el flujo para los caudales altos, como se mostrará más adelante (figura 5, derecha).



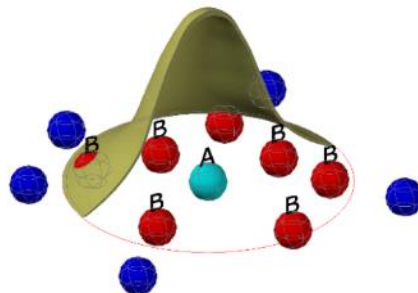
**Figura 67.-** Imágenes del cuenco inicial, y tras la construcción de un azud de salida de 2 m.

## EL MODELO SPHERIMENTAL

SPHERIMENTAL es un software de desarrollo propio del CEDEX, que resuelve las ecuaciones tridimensionales de Navier-Stokes mediante un esquema numérico lagrangiano de partículas, basado en el método de Hidrodinámica Suavizada de Partículas (Smoothed Particle Hydrodynamics, SPH). El modelo SPHERIMENTAL viene utilizándose en el Centro de Estudios Hidrográficos desde el año 2010 para simulaciones tridimensionales hidrodinámicas de estructuras hidráulicas (López, 2010).

La simulación numérica del flujo hidrodinámico en estructuras hidráulicas ha supuesto un reto, pues las grandes velocidades y fuertes interacciones con el contorno generan una superficie libre que es muy variable, y por tanto el dominio de cálculo es muy deformable. Esto supone un gran inconveniente para los métodos numéricos con malla o eulerianos. Los métodos lagrangianos estudian el movimiento del agua a lo largo de su trayectoria y por tanto permiten abordar problemas con dominio muy deformable. Esto convierte a este tipo de modelo en idóneos para el estudio del flujo en estructuras hidráulicas.

El método de la Hidrodinámica Suavizada de Partículas (SPH), discretiza el fluido en partículas, y mediante una técnica de promediado es capaz de resolver las ecuaciones de Navier-Stokes para flujo tridimensional. La figura 6 muestra una función de interpolación que permite calcular el valor de una variable de campo en la partícula (A) partiendo del valor de esa variable en las partículas del entorno (B), mediante una suma algebraica de estos valores periféricos ponderados con el valor del kernel en esos puntos. Existen diferentes tipos de kernel de interpolación, como el spline de Gauss, cúbico, quíntico, entre otros (Monaghan, 2005).



**Figura 68.-** Esquema de una función de interpolación kernel.

La principal ventaja del método SPH es que permite calcular el gradiente espacial de una variable en un punto concreto, a partir de los valores de campo de dicha variable en las partículas del entorno y de la derivada de la función de interpolación en ese punto. Esto permite plantear las ecuaciones de Navier Stokes en forma discreta [1 y 2]:

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

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

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

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

Donde  $c_s$  es la velocidad del sonido en el medio y  $\rho_0$  una densidad de referencia; se toma habitualmente  $\gamma = 7$  lo que da lugar a una dependencia muy rígida de la presión con la densidad.

Para confinar el fluido dentro de unos contornos se han implementado diversas técnicas. De entre todos, el método que presenta más versatilidad para reproducir contornos complejos es el método de las fuerzas de Lennard-Jones [4], propuesto por Monaghan en 1994, que consiste en materializar el contorno mediante partículas que ejercen, sobre las partículas de fluido que se aproximan, una fuerza inversamente proporcional a la distancia. Dado un contorno y una partícula situada a una distancia  $r < r_0$  de él, la fuerza radial producida por unidad de masa es la siguiente:

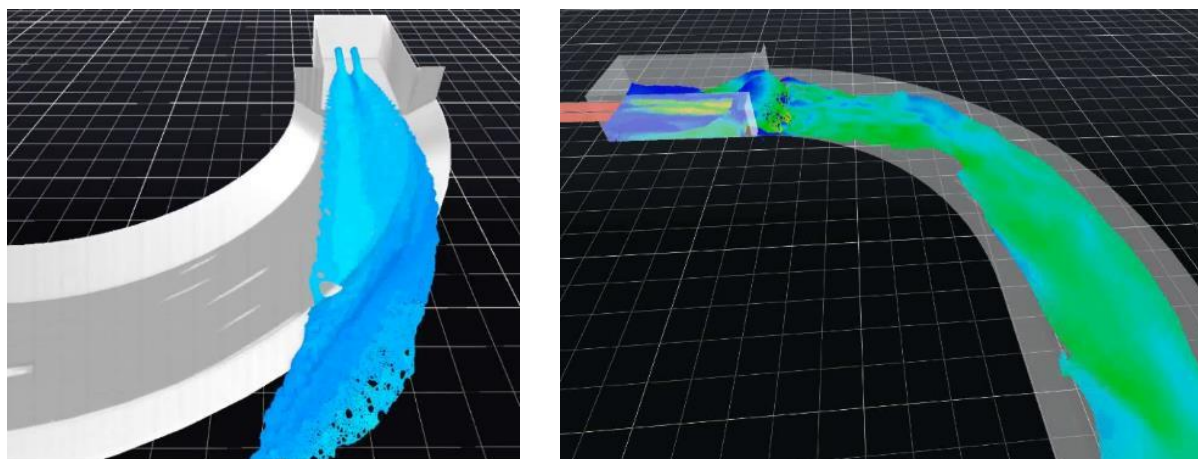
$$f(\mathbf{r}) = d_0 \left( \left( \frac{r_0}{r} \right)^{p_1} - \left( \frac{r_0}{r} \right)^{p_2} \right) \frac{\mathbf{r}}{r^2} - C_{rough} \frac{V_{par}^2}{d_x} \quad [4]$$

siendo nula para distancias mayores, de forma que la fuerza sea siempre repulsiva. La constante  $d_0$  tiene dimensiones de velocidad al cuadrado; algunas referencias toman valores proporcionales a  $g \cdot H$ , donde  $H$  es la profundidad y  $g$  la aceleración de la gravedad (Rogers, 2004). El coeficiente  $p_1$  debe ser mayor que  $p_2$ . Habitualmente se adoptan los valores  $p_1 = 4$  y  $p_2 = 2$ , y  $r_0$  toma el valor del espaciado inicial entre las partículas. La fuerza es simétrica, por lo que se da un comportamiento elástico no amortiguado frente a un impacto con un contorno. En esta formulación se ha incluido un término adicional, que permite introducir los efectos de la fricción en el contorno. Este término introduce una aceleración a las partículas de fluido que interacciona sobre el contorno, en sentido contrario al vector velocidad de la partícula fluida. Esta fuerza es proporcional al cuadrado de su velocidad e inversamente proporcional al tamaño de la partícula. El coeficiente  $C_{rough}$  es el que permite calibrar la rugosidad. El CEDEX ha realizado trabajos de calibración que permiten definir el valor del coeficiente de rugosidad en función del tamaño de discretización de las partículas,  $d_x$ , y del valor del coeficiente de Manning que se quiera considerar (López, 2018).

La implementación de este código se ha realizado con el lenguaje FORTRAN CUDA, para computación en GPU. Esto permite reducir considerablemente los tiempos de cálculo en equipos de computación muy económicos (López, 2011).

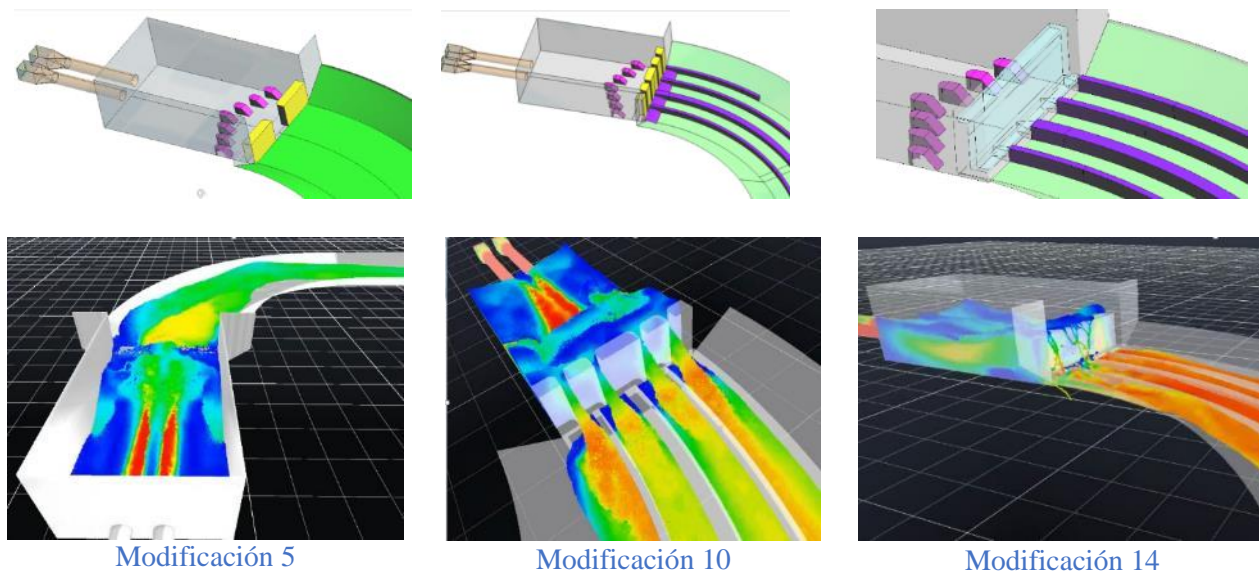
## DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA MEDIANTE EXPERIMENTACIÓN NUMÉRICA

La primera fase de la experimentación numérica se ha centrado en analizar el funcionamiento del cuenco de amortiguamiento. La figura 7 muestra el funcionamiento del cuenco con nivel de embalse a la cota 772 msnm, desagüando 48 m<sup>3</sup>/s. Sin el azud de salida (imagen izquierda) no se genera resalto dentro del cuenco y el flujo se sale por el cajero exterior de la curva. A la derecha se observa el mismo caudal, pero con el azud de 2 m construido a posteriori, en este caso el nivel en el cuenco es insuficiente para una correcta amortiguación de la energía y además dificulta la evacuación del aire circulante por los conductos de los desagües al anegar la salida al cuenco.

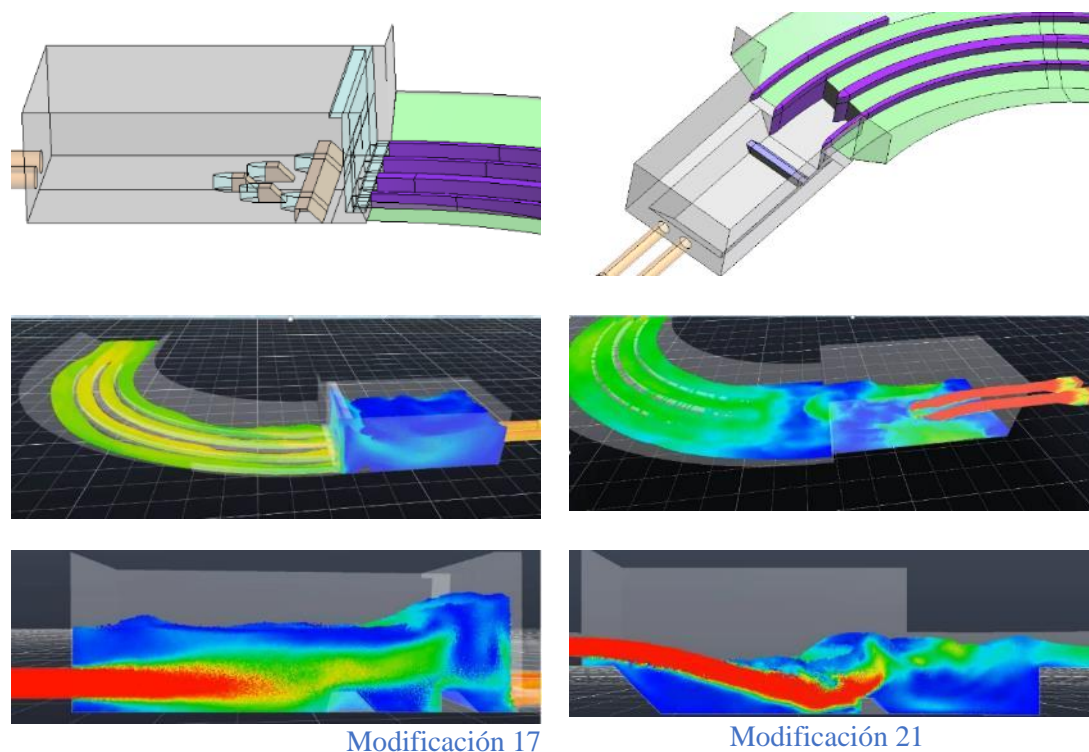


**Figura 69.-** Funcionamiento con el embalse a la cota 772 msnm,  $Q= 48 \text{ m}^3/\text{s}$ , sin azud y con el azud de 2 m.

Teniendo en cuenta los condicionantes existentes, se ha dimensionado una estructura de disipación de energía que establece niveles de lámina bajos para los caudales inferiores con gran arrastre de aire, para permitir su evacuación, pero que a la vez es capaz de amortiguar totalmente la energía en los vertidos de caudal máximo (48 m<sup>3</sup>/s) y permite un correcto guiado del flujo en el canal. Las figuras 8 y 9 muestran algunas de las alternativas analizadas. Con ellas se ha buscado la mejor forma de generar una sección crítica a la salida del cuenco que proporcione niveles de lámina suficientes para el amortiguamiento de energía con caudales altos. En el diseño también se ha tenido en cuenta el control de las tensiones tangenciales debidas al impacto de los chorros en la solera del cuenco (figura 8).



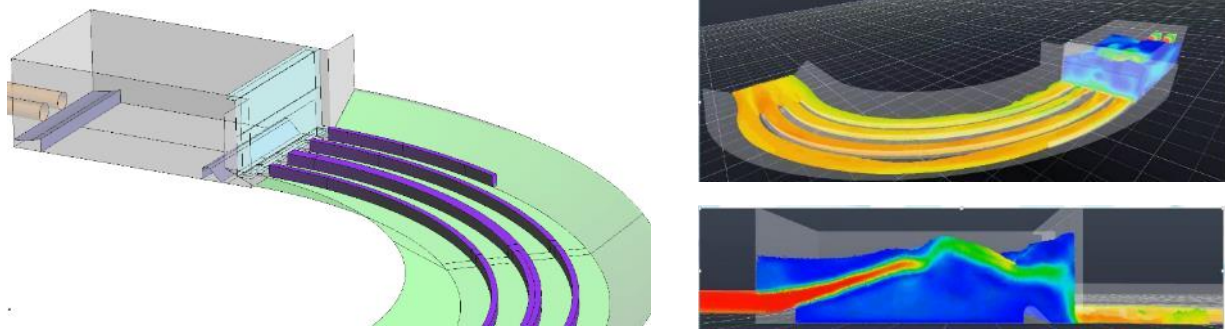
**Figura 70.-** Funcionamiento de algunos diseños analizados a la cota 772 msnm,  $Q= 48 \text{ m}^3/\text{s}$ .



**Figura 71.-** Funcionamiento de algunos diseños analizados a la cota 772 msnm,  $Q= 48 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Todos los condicionantes de diseño expuestos, unidos a las restricciones constructivas han llevado al diseño propuesto que se muestra en la figura 10. Esta solución consiste en un pequeño azud que genera niveles de amortiguamiento para caudales bajos. En la salida se ha dispuesto un muro con cuatro orificios inferiores enfrentados con los canales, en los que se ha dividido el canal original para ayudar al guiado del flujo en la curva. Con caudales altos, el nivel en el cuenco debe ganar energía para atravesar por los orificios, cuyas dimensiones se han ajustado para que estos niveles sean adecuados para la disipación de la energía de los chorros. Además, se ha dispuesto, a la salida de los conductos al cuenco, un trampolín cilíndrico a modo de deflector, para desviar el flujo y evitar las tensiones tangenciales en el fondo.





**Figura 72.-** Solución propuesta. Funcionamiento a la cota 772 msnm,  $Q= 48 \text{ m}^3/\text{s}$ .

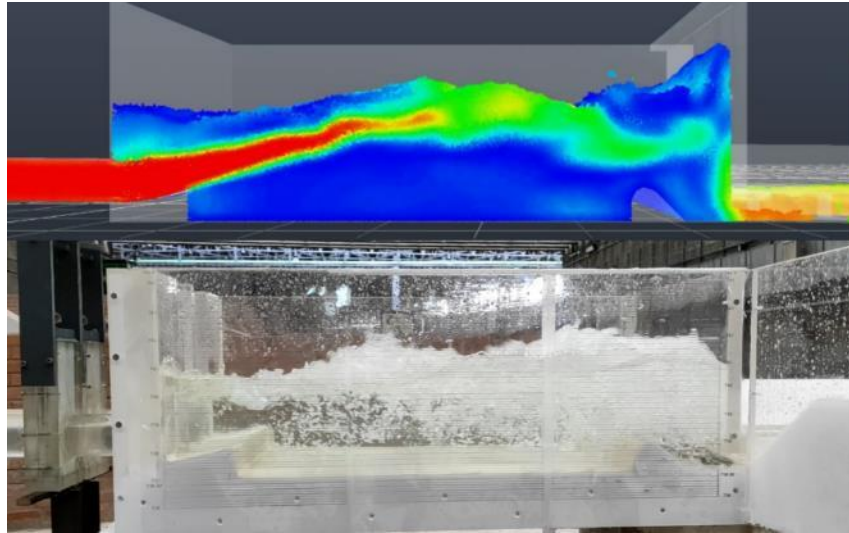
## LA EXPERIMENTACIÓN FÍSICA

Se ha construido un modelo físico en semejanza de Froude, a escala 1:25. Esto garantiza que los efectos de escala derivados de las fuerzas viscosas sean despreciables. Así, por ejemplo, para un caudal de  $12 \text{ m}^3/\text{s}$  el número de Reynolds de modelo es de 30 000 en la sección de salida del cuenco y para el caudal de  $48 \text{ m}^3/\text{s}$  supera los 118 000. Del mismo modo, los efectos de escalas derivados de la tensión superficial también son despreciables pues para los  $12 \text{ m}^3/\text{s}$ , el número de Weber supera el umbral de 100 y para  $48 \text{ m}^3/\text{s}$  supera los 400. Por tanto, el modelo resulta planamente representativo para los caudales de ensayo planteados y permite reproducir los fenómenos de aireación que se abordan en este trabajo.



**Figura 73.-** Modelo físico tridimensional del desagüe de fondo de la presa de Terroba.

La experimentación física ha permitido comprobar el correcto funcionamiento del diseño propuesto mediante experimentación numérica. Las figuras 12 y 13 muestran el funcionamiento para el caudal máximo, con una eficiente amortiguación de energía y un buen guiado en el canal, mientras que la figura 14 permite apreciar la entrada de aire que se produce por la embocadura con bajos niveles de embalse y su correcta evacuación gracias a los bajos niveles establecidos en el cuenco.



**Figura 74.-** Solución propuesta. Modelo físico. Funcionamiento a la cota 772 msnm,  $Q= 48 \text{ m}^3/\text{s}$ .

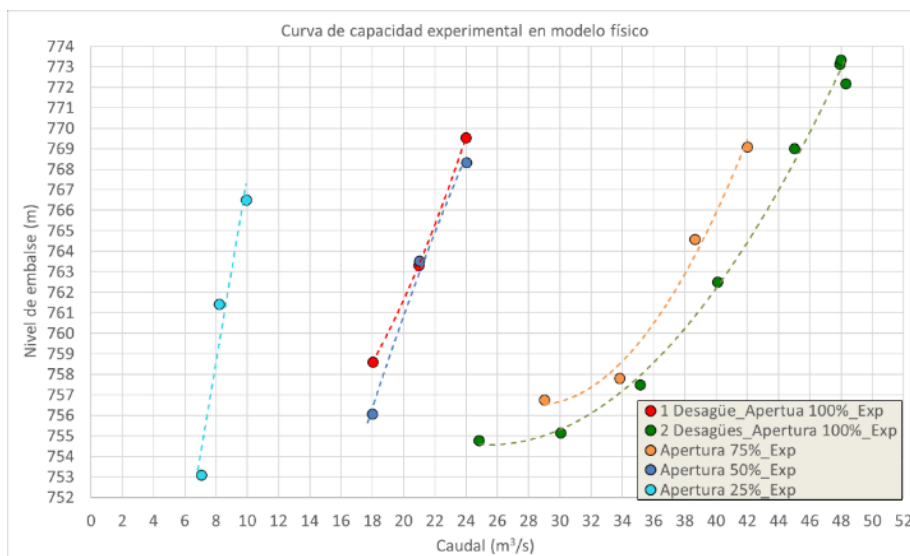


**Figura 75.-** Solución propuesta. Modelo físico. Funcionamiento a la cota 772 msnm,  $Q= 48 \text{ m}^3/\text{s}$ .

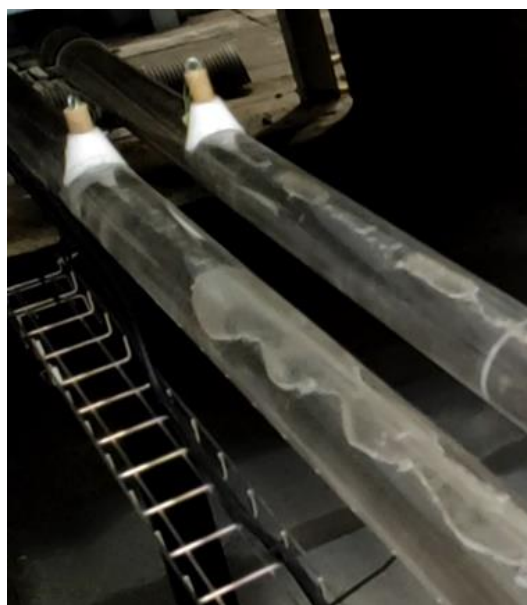


**Figura 76.-** Apertura total de compuertas. Cota embalse: 754.8 msnm.  $Q= 24.8 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Se ha obtenido la curva de capacidad experimental en diferentes hipótesis de funcionamiento, que se muestra en la figura 15. Se ha comprobado que con niveles de embalse inferiores a la cota 758.3 msnm se genera un vórtice con capacidad de introducir aire en la conducción. Sin embargo, con aperturas parciales de compuerta la velocidad del flujo baja en los conductos, propiciando una acumulación de bolsas de aire en la parte superior de los tubos que se desplazan por el interior de los desagües y se evacúan cuando la presión del aire lo permite. Para evitar estas bolsas de aire se han dispuesto en el modelo unos conductos verticales que facilitan su evacuación. Estos conductos podrán ser sustituidos por ventosas en el prototipo, teniendo en cuenta que los mecanismos que facilitan la expulsión del aire deben funcionar para rangos de presión bajos, asociados a bajos niveles de embalse, que es cuando se produce la entrada de aire (figura 16).

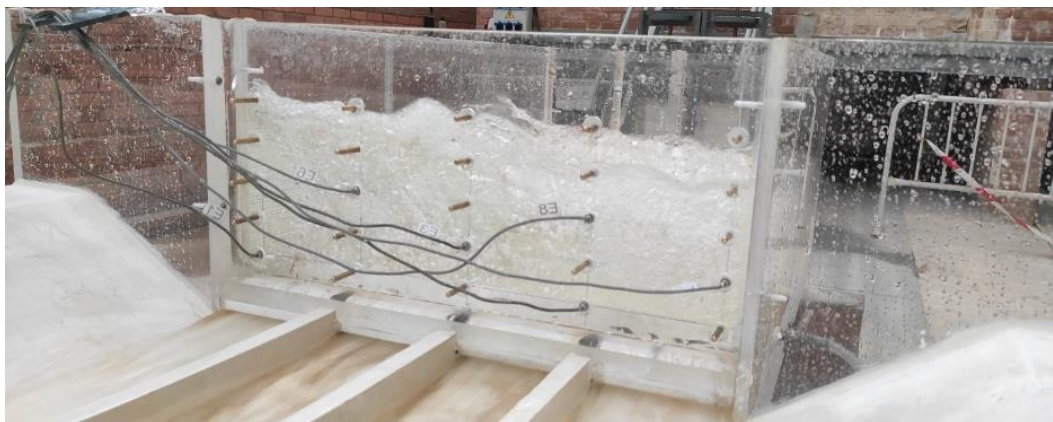


**Figura 77.-** Curvas de capacidad experimental con apertura 100 % de uno y dos desagües y aperturas parciales en los dos desagües del 25 %, 50 % y 75 %.



**Figura 78.-** Solución propuesta. Apertura parcial de compuertas del 25 %. Funcionamiento a la cota 753 msnm,  $Q = 7.3 \text{ m}^3/\text{s}$ . Funcionamiento con y sin conductos de evacuación de aire.

Finalmente se ha medido el campo de presiones en el muro de cierre del cuenco. La figura 17 muestra la disposición de los sensores de presión ENDEVCO-8510B, con rango de presiones de 0.5-5 psi y rango de señal de salida de 4-20 mA (figura 18).



**Figura 79.-** Detalle de los sensores de presión dispuestos en el modelo físico.

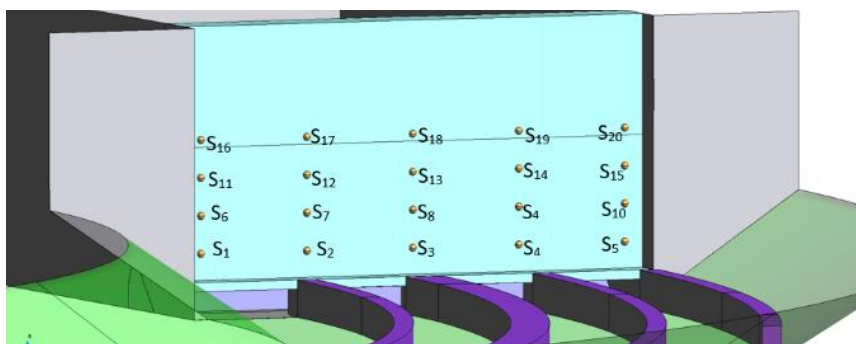


**Figura 80.-** Captores de presión ENDEVCO-8510B.

La tabla 1 presenta las presiones medias registradas en los puntos marcados en el croquis de la figura 19. Se aprecia que los valores de presión en cada fila son muy semejantes, lo que indica un buen reparto de presiones sobre el muro, gracias a la gran turbulencia que se genera en el cuenco. Así mismo, estos valores de presión se ajustan a la presión hidrostática por lo que no introducen cargas dinámicas de consideración en el muro.

**Tabla 16.** Presión media registrada en los sensores del muro de salida del cuenco.

Fila	Presión [mca]	Presión [mca]	Presión [mca]	Presión [mca]	Presión [mca]
4	0.523	0.483	0.488	0.556	0.475
3	1.236	1.270	1.480	1.492	1.383
2	2.277	2.239	2.600	2.801	2.616
1	2.906	2.989	3.549	3.375	3.020



**Figura 81.-** Croquis de la disposición de los sensores en el muro de salida del cuenco.

## CONCLUSIONES

Se ha mostrado como la modelización híbrida físico-numérica ha permitido diseñar una estructura de disipación de energía diseñada ad-hoc para este desagüe de fondo, teniendo en cuenta las restricciones constructivas y de espacio disponible, buscando un óptimo amortiguamiento de energía y que facilite la evacuación del aire de los desagües para evitar problemas durante su explotación.

Es importante analizar, en estructuras que se diseñan para funcionamiento en carga, los fenómenos de aireación en los procesos de puesta en carga, pues se pueden producir funcionamientos anómalos muy complejos de detectar y corregir.

## AGRADECIMIENTOS

A la Confederación Hidrográfica del Ebro titular de la presa y a la Dirección General del Agua del Ministerio para la Transición Ecológica y Reto Demográfico del Reino de España que financia este estudio.

## REFERENCIAS

- López, D., R. Marivela, and L. Garrote (2010).** *Smoothed particle hydrodynamics model applied to hydraulic structures: a hydraulic jump test case.* ISSN: 0022-1686: *Journal of Hydraulic Research* 48(1), 142–158.
- López, D., Cuellar, V. (2013).** *Paralelización CUDA del método SPH. Aplicaciones en el diseño de estructuras hidráulicas.* David López, Vicente Cuellar Moro. III JIA Valencia, 2013. ISBN: 978-84-267-2070-2.
- López, D., R. Díaz, J. Rebollo, T. Ramos, F. Andrés, and M. Berga (2016).** *Aplicación del método SPH al estudio hidráulico de estructuras. Análisis hidrodinámico del aliviadero en pozo de la presa de Nagore (Navarra).* RIBAGUA <http://dx.doi.org/10.1016/j.riba.2016.03.001> 2386-3781/© 2016 IAHR y WCCE.
- López, D., Ramos T., Sánchez P., Marivela R., Díaz R., Rebollo J. J., Andrés F. R., Cuellar V., De Blas M., García J. L. (2018).** *Smoothed Particle Hydrodynamics Method for Three-Dimensional Open Channel Flow Simulations.* *Journal of Applied Fluid Mechanics.* DOI: 10.29252/jafm.11.06.28608.
- Monaghan, J. J. (1994).** *Simulating free surface flows with SPH.* *Journal of Computational Physics*, 110, 1-15.
- Monaghan, J. J. (2005).** *Smoothed particle hydrodynamics.* *Reports on Progress in Physics* 2005; 68:1703-59.
- Rogers, B., Dalrymple, R. A. (2004).** *SPH modelling of breaking waves.* In *Proc. 29<sup>th</sup> International Conference on Coastal Engineering*, 415-427.

# SIMULACIÓN CON CFD DE MICRO TURBINAS HIDRÁULICAS. COMPARACIÓN DE ANSYS CFX, ANSYS FLUENT Y FLOW SIMULATION

Irazusta M. B., Reyna T. M.

Universidad Nacional de Córdoba (UNC), Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Córdoba, Argentina.  
Teléfono 5353800 int. 76  
belen.irazusta@gmail.com

## Introducción

Las micro turbinas hidráulicas son máquinas rotativas que se instalan en centrales hidroeléctricas de muy baja potencia, destinadas a aprovechar el recurso hídrico disponible sin mayores gastos de instalación, mantenimiento, en zonas por lo general aisladas y, en algunos casos, de bajos recursos. Estas máquinas se caracterizan por ser turbinas sencillas, de fácil fabricación, materiales de gran disponibilidad en el mercado y escaso mantenimiento. A su vez, siendo que el objetivo final es el aprovechamiento de un recurso disponible, se trata de turbinas de muy baja eficiencia en comparación a aquellas instaladas en grandes centrales.

La Dinámica Computacional de los Fluidos (CFD) aplica técnicas computacionales para resolver las ecuaciones generales de fluidos, especialmente la ecuación de conservación de la masa, de cantidad de movimiento y de energía. En nuestro estudio, utilizamos CFD para el predecir el comportamiento del fluido en micro turbinas adaptadas a partir de otras de gran difusión: Turgo, Francis, Pelton y Kaplan. El objetivo final es encontrar el diseño geométrico óptimo de forma tal que la construcción sea económica y factible, perdiendo la menor eficiencia posible.

Dentro de los programas que aplican las técnicas de CFD, aquellos de mayor difusión entre los estudios de micro turbinas hidráulicas son ANSYS y SolidWorks. Los complementos de ANSYS que se aplican en la simulación de fluidos son ANSYS Fluent y ANSYS CFX, mientras que el complemento de SolidWorks que permite esta simulación es Flow Simulation. En este trabajo se comparan las fortalezas y debilidades de ellos.

## Desarrollo

Los parámetros de comparación entre los tres complementos de simulación se basaron en las ecuaciones de modelado que utiliza cada uno, la disponibilidad en condiciones de contorno, los parámetros de simulación y los modelos de turbulencia.

Las ecuaciones que rigen la mecánica de los fluidos son: conservación de la masa [1], cantidad de movimiento [2] y [3] y de energía [4].

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho U) = 0 \quad [1]$$

$$\frac{\partial(\rho U)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho u_i u_j)}{\partial x_i} = -\frac{\partial(p_i)}{\partial x_i} + \frac{\partial(\rho \tau_i)}{\partial x_i} + S_M \quad [2]$$

$$\tau = \mu \left( \nabla U + (\nabla U)^T - \frac{2}{3} \delta \nabla \cdot U \right) \quad [3]$$

$$\frac{\partial \rho H}{\partial t} + \frac{\partial \rho u_i H}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_i} (u_j (\tau_{ij} + \tau_{ij}^R) + q_i) + \frac{\partial p}{\partial t} - \tau_{ij}^R \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \rho \epsilon + S_i u_i + Q_H \quad [4]$$

Donde  $\rho$  es la densidad del fluido,  $U$  el vector de velocidad, (con  $u$  las diferentes componentes),  $p$  la presión,  $\mu$  la viscosidad,  $S_M$  las fuentes externas de cantidad de movimiento,  $H$  la entalpía,  $Q_H$  una fuente o toma de calor por unidad de volumen,  $\tau_{ij}$  el tensor de esfuerzo cortante viscoso,  $q_i$  el flujo de calor difusivo y  $\epsilon$  energía térmica interna.

## SolidWorks – Flow Simulation

Flow Simulation, en su manual técnico, presenta las ecuaciones generales, considerando ciertos términos donde incorpora la turbulencia de forma general. Además, en la ecuación de energía incorpora el concepto de entalpía total.

En cuanto a la simulación, permite las condiciones de flujo interno o externo, en función de las cuales demandará ciertas condiciones de contorno. Las permitidas son: de presión (total, estática o ambiental), flujo (velocidad o caudal), ventilador o de pared (ideal o real, que puede ser con una rugosidad, estática o en movimiento). A su vez, incorpora la opción de una zona de rotación donde debe colocarse la velocidad angular y el eje de giro, la dependencia o no del tiempo, la influencia de la gravedad y una opción de superficie libre, para considerar la interacción entre dos fluidos. Esta última opción no es compatible con las zonas de rotación y debe aplicarse en flujos dependientes del tiempo.

Para modelar la turbulencia, Flow Simulation utiliza las ecuaciones de Navier-Stokes promediadas, apareciendo términos adicionales conocidos como tensiones de Reynolds, para las que debe proporcionarse información adicional. El modelo que aplica este programa es el denominado  $k-\epsilon$ . En la práctica deben definirse los parámetros  $k$  y  $\epsilon$  o la intensidad y longitud característica de la turbulencia.

Finalmente, en cuanto a las condiciones de modelado y simulación, el software se basa en el método de volúmenes finitos, cuyo mallado se presenta de forma automática o manual, definido a partir de un número básico de celdas de mallado en cada una de las direcciones y parámetros de refinamiento según la curvatura, algunos planos de control definidos por el usuario, canales de flujo, elementos sólidos pequeños, refinamiento de tolerancia o en interfaces. Para la simulación de múltiples flujos, debe tratarse de un flujo de superficie libre, donde se colocan los tipos de fluido y las concentraciones de los mismos en las condiciones de borde e iniciales. A su vez, el software permite colocar subdominios para cada uno de los tipos de fluido y, al ser incompatible con la opción de zonas de rotación, se debe colocar una pared en movimiento para simular la condición de frontera de contacto con el rotor de la turbina. Además, la modelación de la interfaz zona de rotación-zona estacionara, o fluido 1-fluido 2, no es controlable por el usuario sino predefinida por el software (sin mezcla de fluidos y promediando circunferencialmente los resultados obtenidos entre anillos, que es como se dividen las zonas de rotación).

## ANSYS CFX y Fluent

Ambos complementos presentan las mismas ecuaciones que rigen la simulación. De igual forma que para Flow Simulation, las ecuaciones de masa, cantidad de movimiento y energía son presentadas por los manuales teóricos, incluyendo también términos debidos a la turbulencia y el concepto de entalpía total y estática.

Sobre las condiciones de contorno, se observan ligeras diferencias entre CFX y Fluent. El primero, las define en función de si se trata de una condición de entrada (presión, velocidad o

caudal), de salida (presión velocidad o caudal) o de apertura (presión o velocidad). A su vez presenta la posibilidad de generar una condición de contorno de pared que tiene la opción de ser de no deslizamiento, o con cierta velocidad. ANSYS Fluent, por su parte, presenta las opciones de velocidad, presión y flujo a la entrada y de presión, campo lejano de presión, flujo o velocidad a la salida. También puede colocarse un ventilador a la entrada o a la salida. En cuanto a las condiciones de pared, se aplican en lo que denomina la interfaz fluido-sólido con condición de no deslizamiento, o una velocidad de traslación o rotación de la pared. En ambos casos, se deben determinar los parámetros de turbulencia de la condición de contorno.

En cuanto a los modelos de turbulencia, ambos complementos de ANSYS presentan una amplia variedad de modelos. CFX permite modelar la turbulencia con un modelo de ecuación cero,  $k-\epsilon$  mejorado,  $k-\omega$  SST, LRR-IP, LRR- QI o SSG (de tensión de Reynolds basado en  $\epsilon$ ), BSL (de tensión de Reynolds basado en  $\omega$ ). EARSM, LES y DES. Por su parte, Fluent, permite los modelos no viscosos, laminares, Spalart-Allmaras,  $k-\epsilon$  mejorados,  $k-\omega$  SST o BSL, de transición  $k-k1-\omega$  o SST, RSM, SAS, DES y LES.

Como último detalle, los complementos de ANSYS presentan múltiples opciones de mallado y simulación. CFX permite el mallado como parte del procesador, mientras que Fluent debe importar una malla generada en otro complemento de ANSYS (lo que también es una opción para CFX). Las interfaces de dominio presentadas por CFX definen, especialmente en turbomáquinas, la forma en la que se conectarán las zonas con distintas condiciones de simulación, definiendo la forma de conexión entre mallas y de la intersección. Presenta tres opciones: rotor congelado, escenario o transitorio. Fluent, por su parte, representa estos conceptos por medio de los marcos de referencia, que pueden ser únicos o no, estacionarios o giratorios. El modelo de múltiples marcos de referencia MRF se asemeja a lo que CFX denomina de rotor congelado, mientras que existe otro modelo denominado de plano de mezcla, o la opción de modelo de malla deslizante en caso de ser una solución transitoria. Las condiciones de flujo para ANSYS CFX se presentan como flujos de múltiples componentes o modelos multifásicos. Los primeros permiten una mezcla a nivel molecular, mientras que los modelos multifásicos mezclan pero a escala macroscópica, con una interfaz discernible entre los fluidos. En Fluent, también permite modelar múltiples fluidos y seleccionar el tipo de mezcla que se dará entre ellos.

## Conclusiones

Los tres complementos aplican ecuaciones semejantes, donde no se encuentra mayores diferencias que incidan en la simulación.

SolidWorks presenta condiciones de contorno semejantes a las de los complementos de ANSYS, la diferencia se encuentra en los parámetros que deben definirse en la práctica, que serán temperatura y presión, turbulencia: intensidad y longitud o  $k-\epsilon$ . En la práctica la aplicación de cualquiera de ambos modelos de ANSYS, para el caso de las condiciones de contorno, es semejante, las diferencias se dan en la presentación de cada uno de los complementos. Podemos decir también que Fluent presenta más opciones dentro de las formas de definir el modelo de turbulencia de las condiciones de contorno.

Para las condiciones de simulación, el mallado de Flow Simulation es más “básico” que el que permite ANSYS, donde los parámetros de control son más precisos y permiten al simulador tomar decisiones más concretas al respecto. La utilización de múltiples fluidos, para Flow Simulation, se encuentra más restringida que en los complementos de ANSYS. Los modelos de turbulencia entre los complementos de ANSYS son semejantes, mientras que SolidWorks presenta un único modelo de simulación de la turbulencia.

La interfaz de diferentes dominios, para ANSYS CFX se modela con tres opciones en el cambio de marco: rotor congelado, escenario o transitorio; mientras que ANSYS Fluent presenta opciones semejantes pero con diferentes nombres: múltiples marcos de referencia (semejante al rotor congelado), plano de mezcla (semejante al escenario), o malla deslizante (semejante al transitorio, que tendrá la opción de malla dinámica para el caso de la malla en movimiento según CFX). CFX a su vez aclara los diferentes modelos para el cambio de paso así como las conexiones en la malla. Además, CFX permite la opción de modelar flujos de múltiples componentes (se mezclan a nivel molecular, compartiendo los mismos campos de velocidad, presión y temperatura) y modelos multifásicos (los fluidos se mezclan a escala macroscópica, con una interfaz discernible entre los fluidos). SolidWorks solo permite seleccionar los límites del dominio o subdominio y sus parámetros, así como activar la opción de flujo de superficie libre (necesariamente es transitorio) para la aplicación de múltiples fluidos y una zona de rotación que resolverá semejante a lo que plantea ANSYS para el rotor congelado.

Como conclusión y llevado a la práctica, las grandes ventajas de SolidWorks se dan debido a la sencillez en la interacción con el usuario, así como en la generación de la geometría en 3D. En cuanto al complemento de simulación en CFD, dependerá de las condiciones necesarias para la simulación. Si se exigen múltiples modelos de turbulencia, o una simulación dependiente en el tiempo o de múltiples fluidos, las restricciones para la modelación aumentan. Por su parte, ambos complementos de ANSYS responden con mayor variedad en los modelos de turbulencia y de interfaz entre dominios, permitiendo más variabilidad tanto en la simulación de fluidos múltiples así como con diferentes zonas de movimiento, como sería un rotor y un estator necesario para las turbomáquinas. La preferencia entre un complemento y el otro se da, por las preferencias del usuario, resultando más intuitivo el uso de ANSYS CFX, aunque con algunas inclusiones de mayor complejidad para ANSYS Fluent.

## Referencias Bibliográficas

- Hoffmans, G.J.C.M. and H.J. Verheij** (1997). *Scour Manual*. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands.
- ANSYS Inc.** (2011). *ANSYS CFX-Solver Modeling Guide; ANSYS CFXSolver Pre-Users Guide y ANSYS CFX-Solver Theory Guide*.
- ANSYS Inc.** (2011). *ANSYS Fluent Users Guide; ANSYS Fluent Theory Guide y ANSYS Fluent Tutorial Guide*
- Irazusta B.** (2018). *Diseño de micro-turbina Turgo*. Trabajo Final de Especialización en Hidráulica. Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales. Universidad Nacional de Córdoba. Argentina
- Irazusta B.** (2020). *Uso de microturbinas hidráulicas frente a escenarios de aislamiento energético y cambio climático. Turbinas Francis y Turgo*. Tesis de la Maestría en Ciencias de la Ingeniería – Mención en Recursos Hídricos. Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales. Universidad Nacional de Córdoba. Argentina
- Mataix C.** (2009). *Turbomáquinas Hidráulicas. Turbinas hidráulicas, bombas, ventiladores*. Universidad Pontificia Comillas. 1ª ed.
- Pijush K. Kundu, Ira M. Cohen** (2002) *Fluid Mechanics*, segunda edición. *Academic Press*. ISBN 978-0-12-178251-1
- Polo Encina M.** (1980). *Turbomáquinas hidráulicas. Principios fundamentales*. Editorial Limusa. México.
- Reyna T., Lábaque M., Reyna S., Riha C., Irazusta B.** (2020). “Energía Mini Y Micro Hidráulica: Aporte Contra el Cambio Climático. Capítulo del libro Actores Sociales Frente Al Desafío de La Sustentabilidad”. Reyna, S. (editor). 1a ed. - Córdoba: *Universitas Córdoba*, 2020. 256 p.; 23 x 16 cm. ISBN 978-987-4029-43-0
- SolidWorks Flow Simulation** (2016 y 2018). *Technical Reference*.

# EVALUACIÓN DEL ESTADO ACTUAL DE LOS DISPOSITIVOS DE CONVERSIÓN DE ENERGÍA DE CORRIENTES MARINAS

María Carmen Espinosa Espinosa y Efraín Mateos Farfán

Universidad Nacional Autónoma de México, Campus Morelos, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Tel: +52 (777) 329 3600; Paseo Cuauhnáhuac 8532, C.P. 62550 Progreso, Jiutepec, Morelos, México.  
maria.espinosa@posgrado.imta.edu.mx, emateos@posgrado.imta.edu.mx

## Introducción

Actualmente, la gran mayoría de producción de energía es generada por energías fósiles, sin embargo, varios países han adaptado cambios para obtenerla de forma sustentable y es donde entran las energías renovables, existen una gran variedad de ellas, de acuerdo a IRENA, 2020, el 39.5% es generada por plantas hidroeléctricas, mientras que el 0.09% es por medio de energías oceánicas, a pesar, de que existen varios países en el mundo que tienen frontera costera, este tipo de energías no se ha potencializado, y en México no es la excepción.

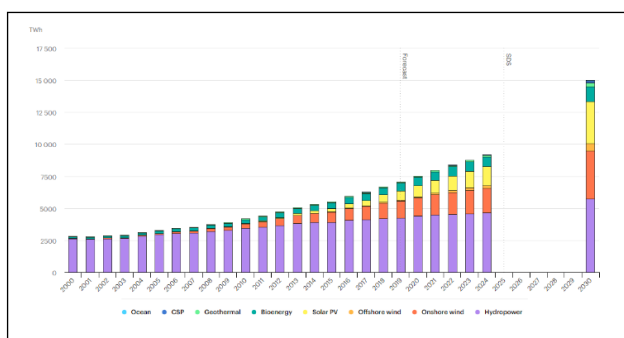


Figura 1.- Generación de energía renovable por tecnología en el escenario de desarrollo sostenible, 2000-2030. Fuente: IRENA, 2020.

A pesar de que México posee un potencial para desarrollo de energía renovable, ya que cuenta con altos niveles de insolación, recursos hídricos para instalar plantas hidráulicas, vapor y agua para el desarrollo de campos geotérmicos, zonas con intensos y constantes vientos, grandes volúmenes de esquilmos agrícolas e importantes cantidades de desperdicios orgánicos en las ciudades y el campo, sin embargo, la energía renovable más usada en México es la energía hidráulica con 81% (SEMARNAT, 2015).

México al ser un país con fronteras oceánicas tiene potencial para trabajar en energías relacionadas con el océano como son la energía por oleaje, mareas, corrientes marinas, gradiente térmico y gradiente salino. Actualmente, los estudios para el aprovechamiento de mareas y corrientes marinas, sólo se ha enfocado en la región norte del Golfo de California y en la península de Yucatán; por lo que existe la necesidad de que se expanda este trabajo en otras regiones de México.

La ventaja de la generación de energía eléctrica por medio de corrientes marítimas, es que su generación puede ser casi interrumpida, debido a que constantemente habrá una determinada corriente (sí no es en un sentido va a ser en el otro) y predecible. En este sentido, el propósito de este trabajo es realizar una comparación del estado actual de los dispositivos para la generación de energía eléctrica por medio de corrientes oceánicas.

## Corrientes marítimas

Las corrientes oceánicas o corrientes marinas, son los movimientos horizontales de las aguas oceánicas y grandes mares, pueden tener diferentes orígenes, entre ellos el

calentamiento del agua y de la atmósfera en el ecuador por la radiación solar. Gill definió en 1982, que las corrientes geostroficadas son corrientes marinas de gran escala, estas causadas por la inercia del agua y la rotación de la tierra, además, el calentamiento del agua genera variaciones en la densidad (temperatura y salinidad) que resultan en movimiento de las masas de agua y el calentamiento de la atmósfera genera vientos que, al desplazarse, arrastran por fricción partículas de agua de la superficie del mar. Por lo tanto, el agua fría de los polos se mueve hacia el ecuador y el agua caliente del ecuador se mueve hacia los polos en el sentido al movimiento planetario. La magnitud de las corrientes oceánicas puede aumentar considerablemente por la configuración del fondo marino, particularmente en la vecindad con los continentes o en estrechos entre islas y continentes.

## Descripción de dispositivos para el aprovechamiento de corrientes marinas

El desarrollo de tecnologías para aprovechar las corrientes marinas se analiza en el desarrollo de las turbinas que aprovechen la energía cinética de las corrientes transformándola en energía mecánica.

La potencia extraída de una corriente depende de la densidad del fluido, de su velocidad al cubo y de la superficie de la sección atravesada por el fluido en la turbina, y esto es la ley de Betz (Rodríguez et al., 2003), que demuestra la imposibilidad de extraer la totalidad de la energía cinética de la corriente fluida que atraviesa una turbina ya que, en ese caso, la velocidad del fluido al abandonar la misma sería nula incumpliendo el segundo principio de la termodinámica. La eficiencia de los procesos hidrodinámicos, mecánicos y eléctricos supone, evidentemente, una disminución en el total de energía extraída, de acuerdo a esta ley sólo un 59% (máximo teórico) de la energía cinética puede convertirse a energía mecánica (Cornett, 2010).

La energía cinética de las corrientes marinas, puede ser de dos tipos: corrientes oceánicas derivadas de gradientes térmicos y salinos y las corrientes de marea. Estas últimas más comunes y estudiadas para su aprovechamiento generalmente conocidas como energía de mareas y se refieren solamente a la energía cinética de un flujo de agua forzado por gradiente de marea (López, 2011).

Los dispositivos de conversión de las corrientes marinas, se clasifican de acuerdo a su eje de rotación con respecto al flujo en: horizontales o verticales, aunque existen algunos dispositivos que transforman la energía de otra manera, entre los cuales se pueden mencionar los de movimiento reciproco. En cuanto al anclaje al fondo marino; en fijos o flotantes y de acuerdo a cómo captan el flujo; en libre o conducido (López, 2011; Zhou y Flynn, 2005)

En la tabla 1 se presentan los criterios de comparación de los rotores de las turbinas para la conversión de energía para corrientes marinas



**Tabla 1.-** Criterios de comparación de los rotores de las turbinas marinas.

Nombre de la turbina	Tipo de eje	Potencia (kW)	Diámetro de rotores (m)	Estructura
Seagen	Horizontal	600	18	Góndola fijada a una estructura
AK-1000	Horizontal	1000	18	Góndola fijada a una estructura
Gesmey	Horizontal	1000	18	Flotante
HS1000	Horizontal	10000	21	Góndola fijada a una estructura
Blue Energy	Vertical	100	10	Góndola fijada a una estructura
PS100	Vertical	100	10	Góndola fijada a una estructura

Actualmente, existen diferentes tipos de dispositivos de conversión de energía marina, algunos en forma de prototipo o patentado, sus características varían de acuerdo al modelo, no obstante, los parámetros físicos como el diámetro son constantes en su mayoría, para ejes horizontales y verticales, además que la gran mayoría la estructura que utilizan para anclaje es por medio de góndola fija a una estructura, el tamaño del anclaje varía entre la zona del fondo marino, ya que debe contrarrestar las fuerzas de flotación que existe entre la estructura y el océano, además la forma del armado y la instalación de las turbinas debe ser simple permitiendo su instalación de una forma rápida y segura para la facilitación de la movilidad de la turbina.

Cabe mencionar que se pueden colocar varios rotores dependiendo del área de la zona y la captación de energía diseñada, básicamente, el parque de las turbinas instaladas capta el flujo de la corriente oceánica hacia las palas del rotor que recolecta la energía cinética en los ejes, convirtiendo a fuerza mecánica.

En base a la lectura de los documentos consultados se encontró que los dispositivos de conversión de energía por rotores con eje horizontal, tienden a tener mayor potencia, por lo que se necesitaran un menor número para alcanzar la capacidad de diseño, ya que la zona en donde se pretende colocar esta planta el área es reducida.

## Referencias Bibliográficas

- Cornett, A.** (2010). "OES-IA Guidance on Assessing Tidal Current Energy Resources". *3rd International Conference on Ocean Energy*.
- Gill E. A.** (1982). "Atmosphere - Oceans Dynamics". Editorial Academic Press, ISBN 0-12-283520-4
- IRENA** (2020). "Renewable capacity statistics 2020". *International Renewable Energy Agency (IRENA)*, Abu Dhabi
- López G. J.** (2011). "Desarrollo de un dispositivo de conversión de energía de las corrientes marinas". *Universidad Nacional Autónoma de México, Tesis de Doctorado*.
- Rodríguez A. J., Burgos D. J., Arnalte G. S.** (2003). "Sistemas Eólicos de Producción de Energía Eléctrica". Rueda S. L.
- SEMARNAT** (2015). "Guía de Programas de Fomento a la Generación de Energía con Recursos Renovables".
- Zhou, S., Flynn, P. C.** (2005). "Geoengineering downwelling ocean currents: a cost assessment". *Climatic Change*, v.71, p. 203 - 220. doi:10.1007/s10584-005-5933-0

## IMPLANTAÇÃO DE TURBO GERADOR ANFÍBIO A PARTIR DA VAZÃO SANITÁRIA

1<sup>er</sup>. Leonardo Roggen, 2<sup>do</sup>. Bruno Segalla Pizzolatti, 3<sup>er</sup>. Deivis Santos, 4<sup>o</sup> Greco Tusset de Moura, 5<sup>o</sup> Ismael Nicholas Schroer, 6<sup>o</sup> Rodrigo Almeida Krul, 7<sup>o</sup> Silvino Geremia

1<sup>er</sup>e 2<sup>do</sup>. Universidade Federal de Santa Catarina - Brasil, 3<sup>er</sup>, 4<sup>o</sup>, 5<sup>o</sup>, 6<sup>o</sup>, 7<sup>o</sup> HIGRA Industrial Ltda - Brasil  
 1<sup>er</sup>.leonardo.roggen@hotmail.com, 2<sup>do</sup>.brunosegalla@me.com, 3<sup>er</sup>.deivis.santos@higra.com.br, 4<sup>o</sup>.greco.moura@higra.com.br,  
 5<sup>o</sup>.ismael.schroer@higra.com.br, 6<sup>o</sup>.rodrigo.krul@higra.com.br, 7<sup>o</sup>.silvino.geremia@higra.com.br.

### Introdução

Barragens são estruturas hidráulicas construídas em corpos hídricos de maneira que se possa formar um reservatório para acumulação de água bruta para usos múltiplos, como: geração de energia elétrica, abastecimento público, controle de cheias, lazer e irrigação (Brasil, 2010; ABNT, 2017).

A determinação de vazões sanitárias, ecológicas, remanescentes ou residuais a jusante do trecho de barramento do corpo hídrico se faz necessária para garantir a demanda de água num rio, de forma a assegurar a manutenção e conservação dos ecossistemas aquáticos naturais, aspectos da paisagem e outros de interesse científico ou cultural (Collischonn et al., 2005).

O aumento da participação de energia renovável na matriz energética é uma meta estabelecida pelos Objetivos de Desenvolvimento Sustentável (ONU, 2017), fomentando a tendência de descentralização de geração hidrelétrica, fazendo com que usinas de menor porte (micro e mini centrais geradoras hidrelétricas) estejam cada vez mais em pauta na matriz energética brasileira. Portanto, o aproveitamento hidrelétrico de potenciais menores em sistemas já construídos, cuja função principal não é a geração de energia, começam a tomar espaço.

A exemplo disso tem-se os pequenos potenciais hidráulicos nas tubulações de vazão sanitária em barragens. A viabilização deste tipo de aproveitamento hidrelétrico deve ser coerente com a demanda de inalteração da função principal da estrutura hidráulica. O que, com as turbomáquinas convencionais utilizadas em usinas hidrelétricas, se torna difícil visto o impacto ambiental que este tipo de maquinário gera no local de instalação. Com o intuito de preencher tal gap de mercado, o Turbo Gerador Anfíbio se apresenta como uma solução inovadora e ambientalmente adequada, possibilitando o aproveitamento do potencial hidráulico existente nas tubulações de vazão sanitária de forma a preservar as funções da água a jusante do barramento.

Frente a isso, o presente estudo tem o objetivo de propor uma metodologia alternativa para geração hidrelétrica com a vazão sanitária de uma barragem existente, focando na elucidação das peculiaridades de tal aplicação e tornando o conhecimento deste tipo de tecnologia mais acessível ao setores de geração de energia elétrica e meio ambiente.

### Materiais e Métodos

A presente proposta pode ser aplicada em qualquer estrutura de barramento que possua um conduto para descarga da vazão sanitária. No entanto, como objeto de estudo optou-se por demonstrar a metodologia aplicando-a na barragem do Rio Santana, localizado no município de Francisco Beltrão (26°2'21.66"S, 52°55'59.13" W) no Paraná. O rio em estudo pertence a Bacia Hidrográfica do Rio Iguaçu no sul paranaense. Na Figura 1 é demonstrado o barramento em questão, bem como o local em que se situa a descarga de vazão sanitária.

Na Figura 2 é possível verificar o vertimento existente da vazão sanitária de 480 L/s (a), o qual é aduzido pela tubulação verde de aço carbono, diâmetro 350 mm. No projeto de execução da barragem foi previsto uma válvula guilhotina (b)(c), capaz de modular o direcionamento do fluxo, por meio da conexão de um

conduto forçado no flange existente da válvula guilhotina, podendo o sistema de geração ser instalado no canal de fuga da vazão sanitária (d).



**Figura 1.-** Localização do barramento (circulado em amarelo) e descarga da vazão sanitária (ponto vermelho). Fonte: Google Earth.



**Figura 2.-** Detalhes da estrutura existente no barramento.

A água bruta adentra a tubulação por meio de uma tomada d'água existente a montante do barramento, tal tubulação está na cota 504,14 m e há sempre um nível mínimo de 6,86 m de coluna d'água para sua operação, ou seja, o nível médio de água no reservatório está na cota 511,00 m. Tal carga hidráulica, em teoria, deveria produzir a vazão mínima de 480 L/s, conforme determinado pelo órgão ambiental do Paraná.

O regime hídrico da barragem é o responsável pela variação de nível no reservatório, portanto, utilizou-se de dados hidrológicos de estação fluviométrica código 65954900 no Rio Santana. A partir de informações de nível do reservatório a montante do barramento traçou-se a Curva Cota x Vazão do reservatório da barragem, a fim de identificar as vazões em função das cargas hidráulicas, para se confirmar a relação entre as variação de nível e a vazão sanitária, bem como o histograma de frequência de ocorrência nessa série histórica.

O local para instalação do platô de geração no canal de fuga da vazão sanitária está na cota 496,25 m, gerando uma queda bruta de 14,75 m. A partir disso desenvolveu-se o dimensionamento do projeto hidromecânico da micro usina, considerando as perdas de carga inerentes ao escoamento para que se fizesse possível entender a queda líquida disponível para geração de energia, bem como a potência instalada para o sistema de hidrogeração.

O Turbo Gerador Anfíbio (TGA) é uma máquina de fluxo responsável pela geração de energia elétrica a partir do

aproveitamento da pressão e vazão existentes em um sistema hidráulico. O TGA, conforme Figura 3, é uma máquina acionadora do tipo monobloco, com turbina e gerador integrados, onde o escoamento é contínuo.

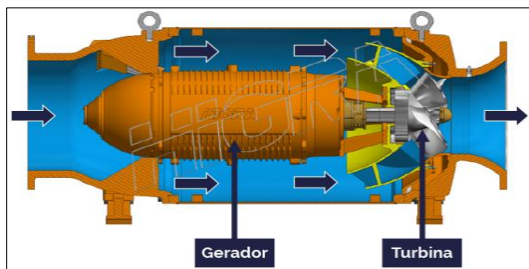


Figura 3.-Turbo Gerador Anfíbio. Fonte: HIGRA (2022)

O termo anfíbio, de origem grega (amphi ‘ambos’ e bio ‘vida’), significa "vida dupla", define os animais que são capazes de viver no ambiente terrestre e aquático, por isso o nome Turbo Gerador Anfíbio, uma vez que com esse sistema é possível gerar energia elétrica tanto dentro quanto fora d’água. Além disso, tais máquinas de fluxo possibilitam a geração local de energia (on grid), reduzindo as perdas de transmissão no sistema e furtos ao longo da transmissão. O TGA é do tipo submerso molhado, sendo refrigerado pelo próprio fluido que passa pela máquina, fornecendo excelente condição de rendimento. A turbina é projetada de acordo com as condições operacionais da aplicação, utilizando-se ferramenta do fluido dinâmica computacional para otimização da geometria e alcance de alto rendimento. Ainda, contam com uma baixíssima emissão de ruído (menos de 60dB) e são fabricadas com materiais 100% recicláveis. A refrigeração interna do gerador é feita apenas com água, não se utilizando de qualquer tipo de óleo ou graxa. Em virtude de serem totalmente herméticos evita-se qualquer tipo de vazamento que agrida o ambiente externo.

## Resultados e Discussão

Conforme demonstrado abaixo nas Figuras 4 e 5, há uma maior frequência de ocorrência de variação de nível da barragem na ordem de 510 m a 511 m. Portanto, optou-se por definir este o range de lâmina d’água para funcionamento do turbogerador. Para o nível de 511 m, a vazão vertente será de 570 L/s.

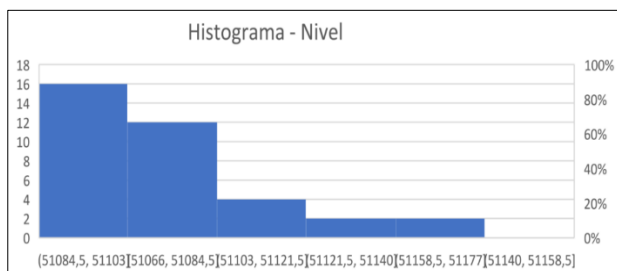


Figura 4.- Histograma do nível do reservatório da Barragem

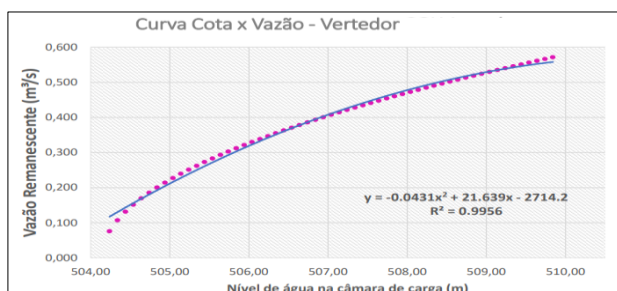


Figura 5.- Curva Cota x Vazão do reservatório da Barragem

O projeto executivo do sistema hidráulico foi concebido de forma a ser de fácil conexão a válvula guilhotina já existente, abaixo na Figura 6, segue demonstração gráfica. O sistema contará com curvas, reduções e tubulações DN 500 mm em aço carbono.

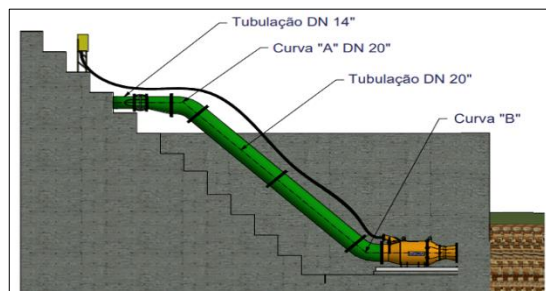


Figura 6.- Concepção hidromecânica projetada.

Considerando queda bruta máxima de 14,75 m (511 m – 496,25 m), todas as perdas de carga distribuídas e localizadas foram calculadas por utilização de software de modelagem hidráulica, resultando a queda líquida de 13 m.c.a. A partir das variáveis hidráulicas Vazão= 570 L/s e Queda Liq= 13 m.c.a. calculou-se o potencial hidráulico existente no sistema. A partir disso foi realizado uma bateria de simulações hidráulicas por fluido dinâmica computacional para elucidação do rendimento global do sistema, resultando assim em uma máquina com potência instalada de 50 kW. Abaixo na Figura 7 é observado a instalação executada.



Figura 7.- Execução da instalação do sistema de geração.

## Conclusões

Frente a tendência de descentralização de geração hidrelétrica, a viabilização de empreendimentos compactos e de pequeno porte, em estruturas hidráulicas já construídas, fornecem uma solução mais coerente com a demanda pelo desenvolvimento sustentável e menos agressiva ao uso e ocupação da área que se almeja a instalação do empreendimento de geração de energia.

O Turbo Gerador Anfíbio de 50 kW projetado para o aproveitamento hidrelétrico na vazão sanitária da barragem do Rio Santana, operando 24 h por dia e considerando uma tarifa de energia elétrica de R\$ 0,48/kWh, em um ano de trabalho, será capaz de gerar até R\$ 207.360,00 de retorno financeiro. O payback médio para este tipo de investimento está entre 18 a 24 meses.

Com a tecnologia demonstrada neste trabalho, potenciais hidráulicos até então não utilizados se tornam uma alternativa para o aumento da gama de possibilidades dentro da matriz energética brasileira.

## Referências

- ABNT (2017). ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13028: Mineração - Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água. 1 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2017. 10 p.
- Brasil (2010) Lei Federal 12.334 de 20-09-2010 – Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos. Brasília.
- Collischonn, W.; Agra, S.G.; Freitas, G.K.; Priante, G.; Tassi, R.; Souza, C.F. (2005). Em busca do Hidrograma Ecológico. In: Anais do XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, João Pessoa, Nov. 2005.
- HIGRA (2022). Site: <https://www.higra.com.br>. Acesso em 24 abr. 2022.

## CAPTAÇÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS PARA REUSO NA PISCICULTURA: UM ESTUDO DE CASO NO SEMIÁRIDO BRASILEIRO

1<sup>er</sup>. Francisco Rafael Moreira dos Santos, 2<sup>do</sup>. Lorena Maria de Souza Silva, 3<sup>er</sup>. Gilles Chaves dos Santos e 4<sup>to</sup>. Bruno e Silva Ursulino

Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Ceará - IFCE, *campus* Aracati, Brasil

francisco.rafael.moreira07@aluno.ifce.edu.br<sup>1</sup>; lorena.maria.souza60@aluno.ifce.edu.br<sup>2</sup>; gilles.santos@ifce.edu.br<sup>3</sup> e bruno.ursulino@ifce.edu.br<sup>4</sup>

### RESUMO:

Atualmente a disponibilidade de água em quantidade e qualidade é uma incerteza, tendo em vista a crescente demanda por este recurso natural. A coleta e armazenagem de águas pluviais é uma prática utilizada principalmente nas regiões semiáridas, com o intuito de reduzir os problemas causados pela escassez hídrica. Dessa forma, o objetivo desta pesquisa é avaliar o potencial de economia de água potável obtido com a instalação de um sistema de captação de águas pluviais para fins de reutilização em tanques de piscicultura. O estudo foi realizado no IFCE localizado no município de Aracati-CE, Brasil. A série histórica de precipitação foi obtida do banco de dados da FUNCEME, a área referente a captação foi calculada por meio da planta baixa do instituto e foram consideradas diferentes taxas de renovação da água dos tanques para fins de estimativas. Os volumes dos reservatórios foram calculados utilizando os métodos de Rippl, Simulação, Azevedo Neto e Prático Inglês. Como resultado, foi observado que, quando considerada a área do bloco complementar (863,95 m<sup>2</sup>), há uma demanda maior de volume para captação de acordo com os métodos de Rippl e o da Simulação, ao comparar com os resultados obtidos com a área total de captação (2615,66 m<sup>2</sup>). O método de Azevedo Neto resultou em um valor intermediário (213,43 m<sup>3</sup>) ao considerar apenas o bloco complementar e um valor bastante elevado (646,18 m<sup>3</sup>) ao considerar toda a área de captação. Estudos complementares, detalhando a espacialização juntamente com informações estruturais, devem ser consideradas a fim de otimizar o sistema de captação pluvial para fins de reuso nos tanques de piscicultura na área de estudo.

### ABSTRACT:

Currently, the availability of water in quantity and quality is uncertain, given the growing demand for this natural resource. The collection and storage of rainwater is a practice used mainly in semi-arid regions, with the aim of reducing the problems caused by water scarcity. The objective of this research is to evaluate the potable water savings potential obtained with the installation of a rainwater harvesting system for reuse in fish farming ponds. The study was carried out in an IFCE located in the municipality of Aracati-CE, Brazil. The historical series of precipitation was obtained from the FUNCEME database, the area referring to the catchment was calculated using the institute's floor plan and different rates of water renewal in the tanks were considered for estimation purposes. The volumes of two reservoirs are calculated by the methods of Rippl, Simulation, Azevedo Neto and Prático Inglês. As a result, it was observed that, when considering the area of the complementary block (863.95 m<sup>2</sup>), there is a demand for a greater volume for collection according to the Rippl and or Simulation methods, compared to the results obtained with the total area. 2,615.66 m<sup>2</sup>). The Azevedo Neto method resulted in an intermediate value (213.43 m<sup>3</sup>) not considering only a complementary block and a very high value (646.18 m<sup>3</sup>) not considering the entire catchment area. Complementary studies, detailing the spatialization along with structural information, should be considered to optimize the rainwater harvesting system for reuse in fish farming ponds in the study area.

**PALAVRAS-CHAVE:** aproveitamento de águas pluviais, dimensionamento de reservatório, semiárido brasileiro

## INTRODUÇÃO

Segundo Pena (2022), o Brasil é detentor de 12% do total das reservas de água potável existentes no mundo, contudo, a disponibilidade de água no território nacional não é uniforme ou igualitária. O autor aponta que as regiões Nordeste e Sudeste apresentam um número menor dessas reservas, se levarmos em consideração a disponibilidade hídrica *per capita*, a região Nordeste é considerada pobre por apresentar valor inferior a 2.500 m<sup>3</sup>/hab/ano.

Para Silva e Maia (2020), a incerteza sobre o abastecimento de água, atualmente como no futuro, vem estimulando a comunidade científica a criar formas ou abordagens que visem reduzir o número de pessoas que enfrentam problemas relacionados à escassez hídrica. Os esforços devem ser realizados com o intuito de alcançar um equilíbrio entre a disponibilidade de água e a demanda, considerando aspectos qualitativos e quantitativos. Segundo Back (2021), a coleta e armazenagem de águas pluviais são práticas que visam reduzir os problemas causados pelas estiagens. Portanto, os métodos de dimensionamento de reservatório são relevantes, pois, surgem como uma alternativa para superar o problema de disponibilidade de água, como um meio que visa preservar as fontes hídricas tradicionais - mananciais superficiais e subterrâneos.

De acordo com Mendonça (2019), o semiárido brasileiro é caracterizado principalmente pela baixa humidade relativa do ar e regime de chuvas irregular, onde ocorrem longos períodos de estiagem, que prejudicam principalmente os pequenos agricultores rurais. Segundo Nogueira (2017), para ter acesso a água de consumo, as pessoas necessitam deslocar-se por longas distâncias para conseguir água, por exemplo, em poços de captação e isso pode provocar um problema de veiculação hídrica devido, essa água não apresentar, na maioria das vezes, condições mínimas de potabilidade.

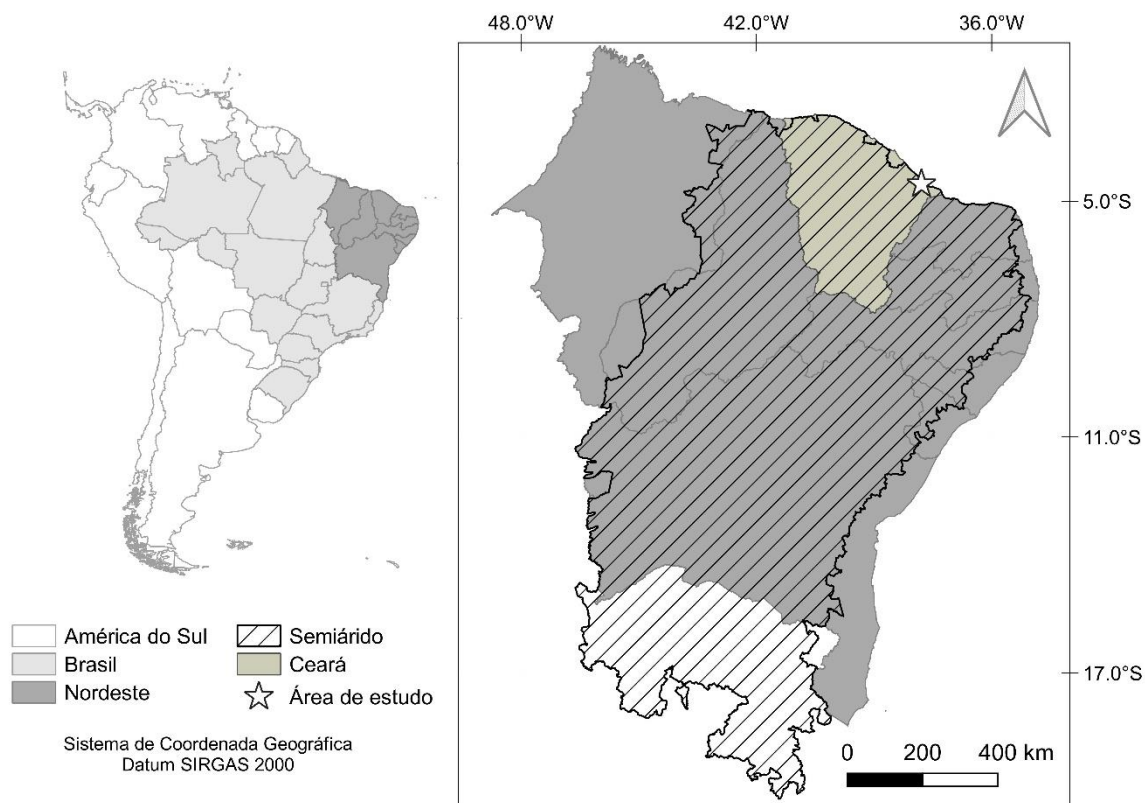
O relatório da FAO “Estado Mundial da Pesca e Aquicultura” (SOFIA), apresenta que a produção total de peixes deve aumentar para 204 milhões de toneladas em 2030, um acréscimo de 15% em relação a 2018, com a participação da aquicultura crescendo dos atuais 46% (FAO 2020). Segundo dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE, por meio da Pesquisa da Pecuária Municipal, 2020, ocorreu um aumento na produção piscícola brasileira de 4,3%, este corresponde a 551,9 mil toneladas de peixes, onde a região Sul obteve o maior percentual produtivo com 34,1%, seguido logo em seguida pela região Nordeste com 18,2% da produção.

Conforme Oliveira e Seixas (2015), a piscicultura apresenta um grande potencial produtivo mesmo em regiões semiáridas, no entanto, se torna indiscutível o uso mais eficiente da água, adoção de modelos exploratórios integrados com outras atividades, por exemplo, a utilização do efluente rico em nutrientes para a irrigação na agricultura, adotar o Sistema de Recirculação Aquícola – RAS, ou seja, reutilizar a água de forma sustentável e controlando o desperdício desse recurso.

Diante do exposto, a presente pesquisa tem como objetivo verificar a viabilidade técnica e o potencial de economia de água potável obtido com a instalação de um sistema de captação e armazenamento de águas pluviais para fins de reutilização em tanques de piscicultura.

## MATERIAIS E MÉTODOS

O estudo foi realizado no estado do Ceará, precisamente no Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Ceará - IFCE, no *campus* Aracati (Figura 1). A área de estudo está localizada na região semiárida do Brasil, conforme a nova delimitação realizada pela Superintendência de Desenvolvimento do Nordeste (SUDENE) pela Resolução 150/2021. A região é caracterizada por um contexto hidrogeológico desfavorável, devido, principalmente, aos baixos volumes de chuvas anuais e altas taxas de evaporação. Portanto, é relevante uma análise da viabilidade de captação de água da chuva para uma possível reutilização sustentável desse recurso na área escolhida para o estudo.



**Figura 1.-** Mapa de localização da área de estudo.

A obtenção dos dados hidrológicos foi realizada através do banco de dados da Fundação Cearense de Meteorologia e Recursos Hídricos – FUNCEME (Figura 2). A série de dados utilizada nesta pesquisa compreendeu os anos de 1991 a 2020, do posto 12, localizado no centro da cidade. A partir da série histórica, foram calculados os dados médios de chuvas mensais e anuais.

A estimativa da área dos telhados foi obtida a partir da planta baixa do *campus*. Foram considerados dois cenários para o cálculo dos reservatórios de captação de água da chuva: 1 - a área de contribuição apenas do telhado do bloco mais próximo aos tanques de cultivo, com o total de 863,95 m<sup>2</sup>; e 2 – a área de contribuição do telhado de todos os blocos do *campus*, com a área total de 2615,66 m<sup>2</sup>.



**Figura 2.-** Localização do posto pluviométrico e do IFCE *campus* Aracati (blocos administrativos, de ensino e tanques de piscicultura). Adaptado de *Google Maps*, 2022.

Para o cálculo do volume dos reservatórios foram utilizados os seguintes métodos:

### Método de Rippl

Determina o volume de água no reservatório a cada instante de tempo “t”, a partir da diferença entre o volume que escoou pela superfície de captação e a demanda de água em um mesmo intervalo de tempo (SCHILLER & LATHAN, 1982).

$$S_{(t)} = D_{(t)} - Q_{(t)} \quad [1]$$

Sendo:

$Q_{(t)} = C \times \text{precipitação da chuva (t)} \times \text{área de captação}$

$V = S_{(t)}$ , somente para valores  $S_{(t)} > 0$

Em que:  $D_{(t)} < Q_{(t)}$

Onde:

$S_{(t)}$  é o volume de água no reservatório no tempo t;

$Q_{(t)}$  é o volume de chuva aproveitável no tempo t;

$D_{(t)}$  é a demanda ou consumo no tempo t;

V é o volume do reservatório;

C é o coeficiente de escoamento superficial.

### Método da Simulação

Toma como base a determinação do percentual de consumo que será atendido em função de um tamanho de reservatório previamente definido.

$$S_{(t)} = Q_{(t)} + S_{(t-1)} - D_{(t)} \quad [2]$$

Sendo:

$S_{(t)}$  = volume pluvial no reservatório no tempo t (L);

$Q_{(t)}$  = volume de água pluvial no tempo t (L);

$S_{(t-1)}$  = volume de água pluvial no reservatório no tempo (t-1) (L);

$D_{(t)}$  = Demanda ou consumo de água pluvial no tempo t (L).

A aplicação desse método neste estudo considerou o reservatório cheio no início da contagem do tempo t.

### Método Azevedo Neto

Desconsidera a influência da demanda, levando-se em conta apenas a precipitação média anual, a área de captação e o período de estiagem (mensal). O coeficiente 0,042 existe para assegurar que o tempo máximo de retenção da água do reservatório seja de, aproximadamente, 15 dias durante um ano (ANQUIP, 2009).

$$V = 0.042 \times P \times A \times T \quad [3]$$

Em que:

V = volume de água no reservatório, ou o volume do reservatório de água pluvial (L);

P = precipitação média anual (mm);

A = área de captação em projeção no terreno (m<sup>2</sup>);

T = número de meses de pouca chuva ou seca.

## Método Prático Inglês

Similar ao de Azevedo Neto, segundo a NBR 15527 (ABNT, 2007), para o cálculo do volume do reservatório pluvial deve-se utilizar a seguinte equação.

$$V = 0,05 \times P \times A \quad [4]$$

Em que:

V = volume de água aproveitável e o volume do reservatório de água pluvial (L);

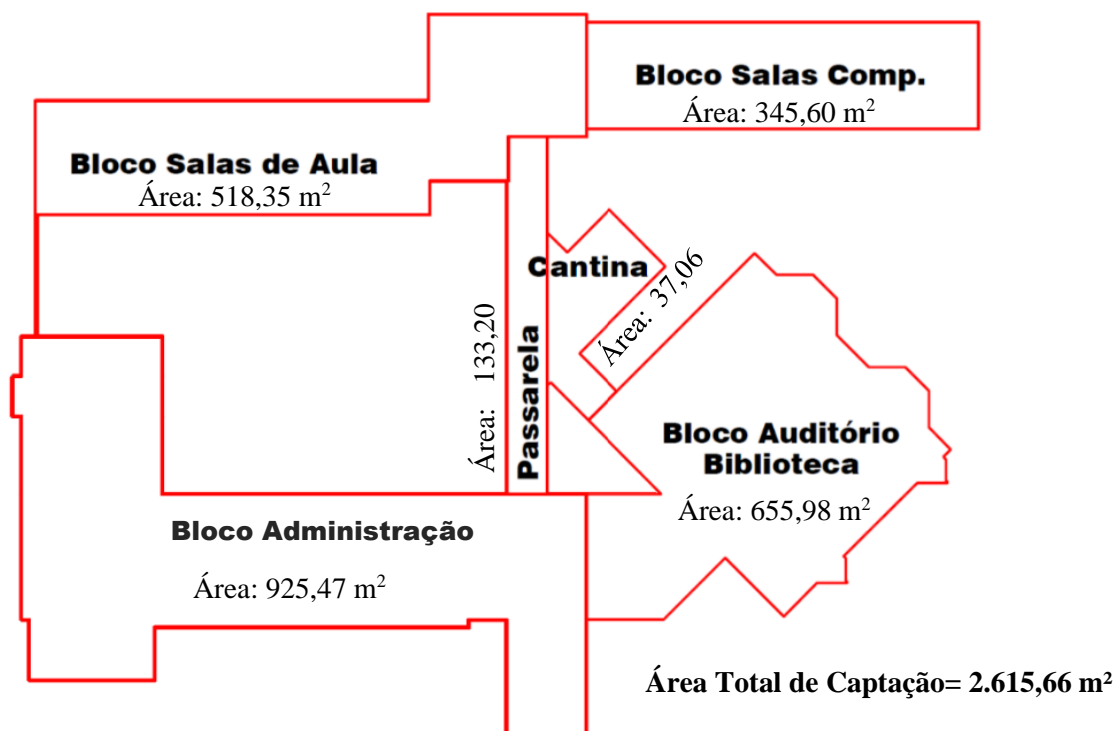
P = precipitação média anual (mm);

A = área de captação em projeção no terreno (m<sup>2</sup>).

Para o dimensionamento dos reservatórios, foram adotadas demandas de acordo com diferentes taxas de renovação do volume de água mensal nos tanques. O volume total dos tanques de piscicultura é aproximadamente de 30 m<sup>3</sup>, e os valores de taxa de renovação aplicados neste estudo foram os seguintes: 25%, 35%, 45% e 55% de água por mês. A variável demanda (L ou m<sup>3</sup>) impacta nos resultados dos métodos de Rippl e Simulação, o que é discutido adiante.

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

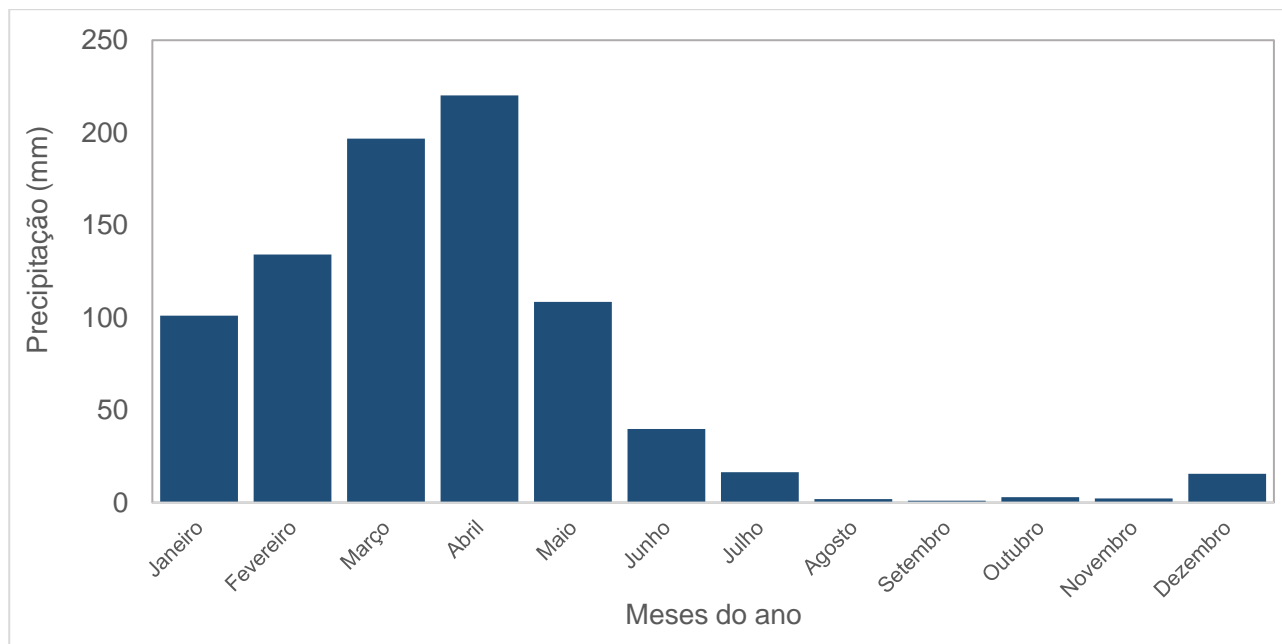
A planta de cobertura do IFCE *Campus* Aracati é apresentada na figura 3. A estrutura é formada por diferentes divisões: o bloco administrativo possui uma área de 925,47 m<sup>2</sup>, o bloco em conjunto do auditório e biblioteca possui área de 655,98 m<sup>2</sup>, os dois blocos possuem uma passarela com área de 133,20 m<sup>2</sup>, essa faz ligação com a cantina, a qual apresenta área de 37,06 m<sup>2</sup>, bem como com o bloco formado pela biblioteca e o auditório, ao final da passarela encontra-se o bloco formado pelas salas de aula, com área de 518,35 m<sup>2</sup> e o bloco de salas complementares que possui área de 345,60 m<sup>2</sup>. Dessa forma, o somatório das áreas dos telhados do instituto foi de 2.615,66 m<sup>2</sup>, correspondendo ao valor utilizado neste estudo como área de captação da precipitação para fins de cálculo dos reservatórios.



**Figura 3.-** Planta de cobertura do IFCE - Aracati com as áreas de captação.

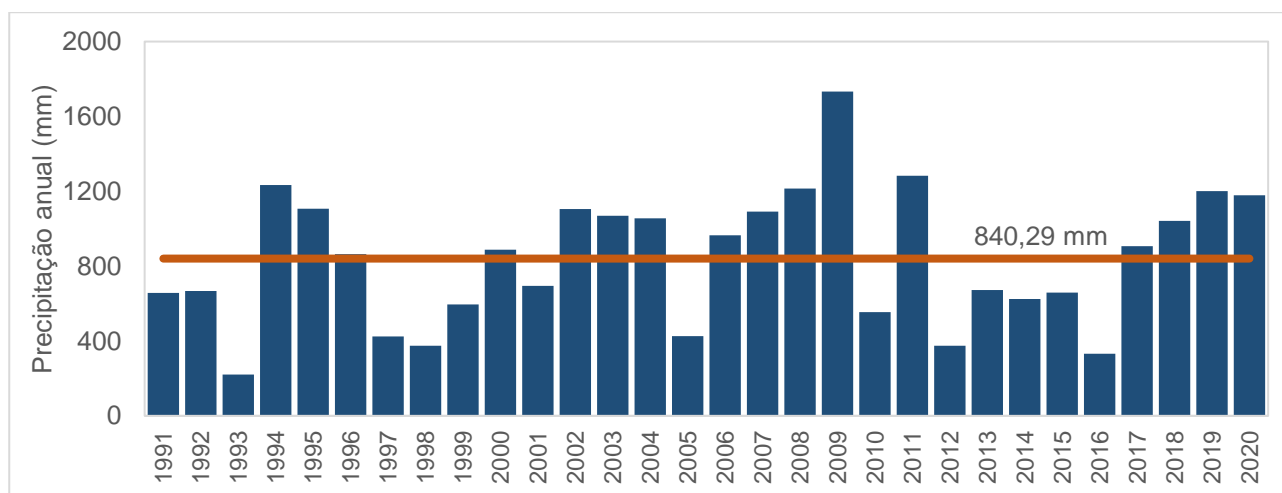


Quanto aos totais médios mensais de chuva no posto próximo ao *campus* (Figura 4), pode-se observar que entre os meses de janeiro a abril ocorrem as maiores precipitações, sendo o mês de abril o que apresenta a maior precipitação média (220 mm), de acordo com a série histórica. No período de maio a novembro as chuvas decrescem consideravelmente, sendo setembro o mês com o menor total de chuva média mensal, correspondendo a 1,03 mm. Esse mês apresentou acumulados de chuva apenas em dois anos de toda a série histórica, sendo o ano de 2000 com 16,2 mm, e 2014 com 14,8 mm. Os meses de agosto e outubro também apresentaram baixos valores médios de precipitação, havendo ocorrência de chuva em apenas cinco anos, considerando toda a série, nesses dois meses. O período chuvoso na região inicia, discretamente, a partir do mês de dezembro, que tem o valor médio de 15,48 mm.



**Figura 4.-** Distribuição da precipitação média mensal da série histórica (1991 a 2020) no município de Aracati-CE.

Na figura 5 são detalhados os acumulados anuais de chuva do posto 12, considerando toda a série histórica. A distribuição da precipitação total anual é bastante irregular ao observar a série, alguns anos apresentaram valores muito abaixo da média (840,29 mm), o que pode indicar a possibilidade de futuros cenários com limitações quanto a oferta de água captada, a partir do volume estimado dos reservatórios. Por outro lado, há registros de volumes anuais bem acima da média histórica, como é o caso do ano de 2009 (1733 mm) e 2011 (1282 mm). Neste estudo, o volume de 840,29 mm, média da série histórica, foi utilizado para a aplicação dos métodos de Azevedo Neto e o método Prático Inglês.



**Figura 5.-** Totais anuais e média da série histórica de precipitação (1991 a 2020) no município de Aracati-CE.

Com relação aos resultados dos volumes dos reservatórios (Tabela 1), obtidos com a aplicação dos métodos, considerando apenas a área do bloco complementar (863,95 m<sup>2</sup>), observa-se que, de modo geral, os maiores valores foram obtidos quando assumidas as maiores taxas de renovação de água para abastecimento dos tanques. A exemplo, caso pretenda-se utilizar 55% da taxa de renovação, o que corresponde a 66 m<sup>3</sup>, seria necessário um reservatório de 407 e 341 m<sup>3</sup> pelos métodos de Rippl e da Simulação, respectivamente.

**Tabela 1-** Volumes dos reservatórios (m<sup>3</sup>) considerando a área do bloco complementar (863,95 m<sup>2</sup>)

Método	Taxa de renovação mensal da água nos tanques			
	25% (30 m <sup>3</sup> )	35% (42 m <sup>3</sup> )	45% (54 m <sup>3</sup> )	55% (66 m <sup>3</sup> )
<b>Rippl</b>	155,00	239,00	323,00	407,00
<b>Simulação</b>	125,00	197,00	269,00	341,00
<b>Azevedo Neto</b>	213,43			
<b>Prático Inglês</b>	36,30			

Os resultados do método de Azevedo Neto e do método Prático Inglês apresentaram um único valor em razão das variáveis utilizadas para a estimativa do volume, não considerando as diferentes demandas referentes às taxas mensais de renovação de água nos tanques. Ou seja, no geral esses métodos consideram apenas a área de captação dos telhados e o total precipitado médio anual, e, adicionalmente, o método de Azevedo Neto considera o número de meses com pouca ou nenhuma chuva. Essa última variável é a principal incógnita a ser identificada ao aplicar o método. Neste estudo, o número de meses com escassez de chuva foi obtido considerando a contagem de meses com precipitação inferior a 80% do valor médio mensal da série histórica, que corresponde a 56 mm, resultando em um período seco de 7 meses. Dessa forma, o resultado para o método de Azevedo Neto foi um valor intermediário de volume (213,43 m<sup>3</sup>), quando comparado aos dois métodos que utilizam o valor da demanda nos cálculos. Já o método Prático Inglês resultou no menor volume do reservatório (36,30 m<sup>3</sup>), muito abaixo dos valores obtidos pelos demais métodos.

**Tabela 2.-** Volumes dos reservatórios (m<sup>3</sup>) considerando a área total (2615,66 m<sup>2</sup>)

Método	Taxa de renovação mensal da água nos tanques			
	25% (30 m <sup>3</sup> )	35% (42 m <sup>3</sup> )	45% (54 m <sup>3</sup> )	55% (66 m <sup>3</sup> )
<b>Rippl</b>	103,00	168,00	240,00	312,00
<b>Simulação</b>	73,00	126,00	186,00	246,00
<b>Azevedo Neto</b>	646,18			
<b>Prático Inglês</b>	109,89			

Ao analisar os resultados considerando a área total de captação do *campus* (Tabela 2), percebe-se uma redução dos volumes dimensionados pelos métodos de Rippl e Simulação. Verificando a taxa de renovação de 25%, a redução do volume dos reservatórios foi de 34% (Rippl) e 41% (Simulação) quando comparados aos resultados utilizando apenas um bloco (Tabela 1). Já para as taxas de 55% de renovação, a redução nos resultados dos volumes é menor, sendo 23% (Rippl) e 27% (Simulação). O maior valor foi obtido pelo método do Azevedo Neto (646,18 m<sup>3</sup>), que é explicado pelo valor da área do telhado de todos os blocos.

## CONCLUSÃO

Conclui-se que os volumes foram superiores quando foi utilizada a área do bloco complementar (863,95 m<sup>2</sup>), em conjunto de uma taxa de renovação de 55%, onde os métodos que apresentaram os melhores resultados foram os de Rippl e da Simulação e que quando utilizada a área

total de captação (2615,66 m<sup>2</sup>), os resultados foram superiores para os métodos de Azevedo Neto e Prático Inglês, do que em comparação com os resultados que consideraram a área do bloco complementar.

De forma geral, os resultados demonstram grandes valores de reservatórios nos diferentes métodos aplicados, mesmo considerando toda a área dos blocos do *campus*. A decisão pelo método mais adequado, levando em consideração aspectos econômicos e espaciais, limitaria, evidentemente, o suprimento da demanda de água ao longo do ano. Todavia, a adoção de qualquer metodologia apresentada nesta pesquisa resultaria em um relevante ganho ambiental ao *campus*.

Estudos complementares, detalhando a espacialização juntamente com informações estruturais, devem ser consideradas a fim de otimizar o sistema de captação pluvial para fins de reuso nos tanques de piscicultura na área de estudo.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Programa Institucional de Bolsas de Iniciação Científica – PIBIC/IFCE pela concessão da bolsa do primeiro autor.

## REFERÊNCIAS

- Back, Á.J.** (2021). “Análise de dados de precipitação visando ao dimensionamento de sistemas de captação e armazenamento de água da chuva”. Agropecuária Catarinense, Florianópolis/SC, Brasil.
- FAO** (2020). “A situação mundial da pesca e da aquicultura (SOFIA)”. Food and Agriculture Organization of the United Nations, Roma, Itália.
- IBGE** (2020). “Piscicultura”. Diretoria de Pesquisas, Coordenação de Agropecuária, Pesquisa da Pecuária Municipal, 2020. Rio de Janeiro/RJ, Brasil, v. 48, p. 1-12.
- Mendonça, C.** (2019). “Clima predominante do sertão brasileiro”. Educa mais Brasil.
- Nogueira, D.** (2017). “Segurança hídrica, adaptação e gênero: o caso das cisternas para captação de água de chuva no semiárido brasileiro”. Sustentabilidade em debate, Brasília/DF, Brasil.
- Oliveira, E.G.; F.J. Seixas** (2015). “Piscicultura e os desafios de produzir em regiões com escassez de água”. *III Congresso Estudantil de Medicina Veterinária da UECE*, Fortaleza/CE, Brasil.
- Pena, R.F.A.** (2022). “Distribuição de água no Brasil”. Brasil escola.
- Silva, M.M.M.A.; A.G. Maia** (2020). “Equação para eficiência do tanque de água de chuva: Considerando demanda, área do telhado, tamanho do tanque e regime pluvial”. *Environmental Challenges* 3 (2021), Natal/RN, Brasil.
- Schiller, E.; & B. Latham** (1982). “Métodos computadorizados na otimização da água da chuva em sistemas de captação”. Internacional Conferência sobre Cisterna de Água de Chuva Systems, 1º, 1982, Honolulu, Estados Unidos. Processos, Honolulu: IRCSA, 1982.

## ESTUDO DA DISPONIBILIDADE HÍDRICA PARA CAPTAÇÃO E APROVEITAMENTO DE ÁGUAS PLUVIAIS EM INSTITUIÇÃO DE ENSINO

1<sup>er</sup>. Lorena Maria de Souza Silva, 2<sup>do</sup>. Francisco Rafael Moreira dos Santos  
3<sup>er</sup>. Gilles Chaves dos Santos, 4<sup>to</sup>. Bruno e Silva Ursulino.

Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Ceará, Aracati, Ceará, Brasil

<sup>1</sup>lorena.maria.souza60@aluno.ifce.edu.br, <sup>2</sup>francisco.rafael.moreira07@aluno.ifce.edu.br, <sup>3</sup>gilles.santos@ifce.edu.br, <sup>4</sup>bruno.ursulino@ifce.edu.br

### RESUMO

A distribuição espacial das precipitações relaciona-se com as mudanças climáticas afetando a disponibilidade de água doce em quantidade e qualidade para necessidades humanas. Diante desta problemática esta pesquisa tem por objetivo avaliar a possibilidade do aproveitamento hídrico, a partir de captação pluvial, utilizando dados hidrológico e informações sobre a demanda de água nos edifícios do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Ceará *campus* Aracati para dimensionamento de reservatório. Os dados de chuva foram obtidos através da Fundação Cearense de Meteorologia e Recursos Hídricos – FUNCEME, considerando uma série histórica de 1991 a 2020. A “Disponibilidade Teórica de Água de Chuva” foi calculada utilizando os dados de precipitação, a área total de telhado do *campus*, aproximadamente 2.615,66 m<sup>2</sup>, o coeficiente de *Runoff* 0,8 e uma eficiência  $\eta$  de 0,85. Posteriormente foi realizada uma avaliação das demandas mensais de água do IFCE para verificar se haveria atendimento ou não das demandas de água. Os resultados do balanço de volume mostraram que o volume disponível de água de chuva não só atende como excede a demanda nos meses de fevereiro, março e abril. Já o volume do reservatório encontrado teve uma capacidade de armazenamento de água pluviais de 657 m<sup>3</sup>, o que daria para atender a demanda de algo equivalente a três meses, levando em conta uma média mensal de consumo de 199,16 m<sup>3</sup>. Todavia, um detalhamento a respeito das demandas de água não potável juntamente com informações estruturais, devem ser consideradas em estudos futuros a fim de otimizar o sistema de captação pluvial local.

### ABSTRACT

The spatial distribution of rainfall is related to climate change affecting the availability of fresh water in quantity and quality for human needs. Faced with this problem, this research aims to evaluate the possibility of water use, from rainwater harvesting, using hydrological data and information about water demand in the buildings of the Federal Institute of Education, Science and Technology of Ceará *campus* Aracati for reservoir sizing. Rainfall data were obtained from Fundação Cearense de Meteorologia e Recursos Hídricos – FUNCEME, considering a historical series from 1991 to 2020. The “Theoretical Availability of Rainwater” was calculated using rainfall data, the total roof area of the *campus*, approximately 2,615.66 m<sup>2</sup>, a *Runoff* coefficient of 0.8 and an efficiency  $\eta$  of 0.85. Subsequently, an assessment of the monthly water demands of the IFCE was carried out to verify whether or not the water demands would be met. The volume balance results showed that the available volume of rainwater not only meets but exceeds the demand in the months of February, March and April. The volume of the reservoir found had a rainwater storage capacity of 657 m<sup>3</sup>, which would meet the demand for something equivalent to three months, taking into account a monthly consumption average of 199.16 m<sup>3</sup>. However, a detail regarding non-potable water demands along with structural information should be considered in future studies in order to optimize the local rainwater harvesting system.

**PALAVRAS-CHAVE:** aproveitamento de águas pluviais, análise de viabilidade, dimensionamento de reservatório

## INTRODUÇÃO

A distribuição espacial das precipitações relaciona-se com as mudanças climáticas afetando a disponibilidade de água doce em quantidade e qualidade para necessidades humanas. A incerteza relacionada ao abastecimento de água, tanto hoje quanto no futuro, estimulou a comunidade científica a desenvolver novas abordagens para reduzir o número de pessoas que vivem sob estresse hídrico. (SILVA; MAIA, 2021).

Dentre as técnicas que objetivam a sustentabilidade hídrica, destaca-se o aproveitamento das águas pluviais que, ao mesmo tempo que atende as demandas não potáveis residenciais e industriais, é também um dos capacitadores para atingir os Objetivos do Desenvolvimento Sustentável (ODS) (CHAIB *et al.*, 2015; ZABIDI *et al.*, 2020). Além disso, o aproveitamento das águas da chuva reduz o consumo de água potável, diminui os custos com o pagamento pela água tratada e ainda minimiza a vazão direcionada aos sistemas de drenagem.

A gestão eficiente da água é um instrumento fundamental para mitigar os problemas de escassez hídrica, principalmente nas regiões semiáridas, caracterizadas pelas condições irregulares de precipitação, elevadas temperaturas e altas taxas de evapotranspiração. No Brasil, segundo a ASA (2021), o semiárido ocupa 12% do território nacional, abrangendo 1.262 municípios e com aproximadamente 27 milhões de brasileiros vivendo na região. A maior parte do semiárido brasileiro está situada no Nordeste que, dentre os seus nove estados, metade tem mais de 85% de sua área caracterizada como semiárida, sendo o Ceará o que possui a maior parte de seu território com esse perfil (ASA, 2021; SOUSA NETO; ESCOBAR, 2020).

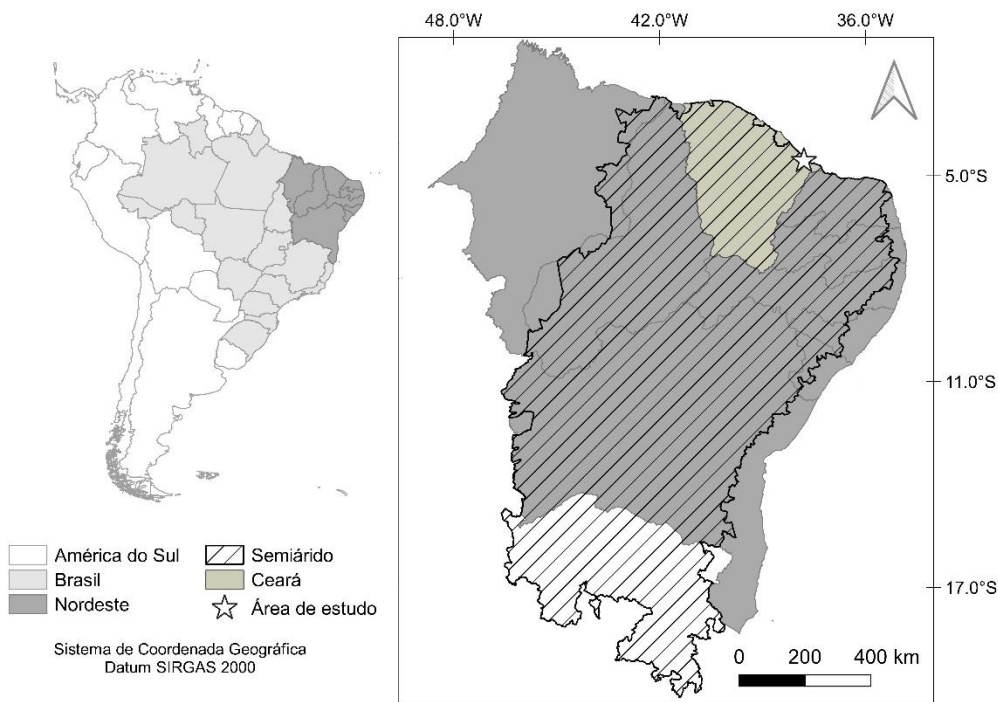
O Ceará é um estado com baixa disponibilidade hídrica, devido à combinação de uma série de fatores, sobretudo: baixos índices de precipitação (inferiores a 900 mm); altas taxas de evaporação (superiores a 2.000 mm); irregularidade do regime de precipitação (secas frequentes e por vezes plurianuais); e um contexto hidrogeológico desfavorável (80% do território sobre rocha cristalina, com camada de solo raso e poucos recursos hídricos subterrâneos) (CEARÁ, 2050).

Diante o exposto, esta pesquisa tem por objetivo avaliar a possibilidade do aproveitamento hídrico, a partir de captação pluvial, utilizando dados hidrológico e informações sobre a demanda de água nos edifícios do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Ceará *campus* Aracati para dimensionamento de reservatório.

## MATERIAIS E MÉTODOS

O estudo foi realizado no estado do Ceará, precisamente no Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Ceará - IFCE, no *campus* Aracati (Figura 1). A área de estudo está localizada na região semiárida do Brasil, conforme a nova delimitação realizada pela Superintendência de Desenvolvimento do Nordeste (SUDENE) através da Resolução 150/2021. A região é caracterizada por um contexto hidrogeológico desfavorável, devido, principalmente, aos baixos volumes de chuvas anuais e altas taxas de evaporação.

A área de estudo representada na Figura 2, compreende as edificações do IFCE, localizado na região do Litoral Leste. A ilustração apresenta também a localização do pluviômetro de onde foram obtidos os dados de chuva, disponível no banco de dados da Fundação Cearense de Meteorologia e Recursos Hídricos – FUNCEME. Para esta pesquisa foi considerada a série histórica de 1991 a 2020. Os dados de chuva utilizados para o dimensionamento foram extraídos do Posto 12 da FUNCEME.

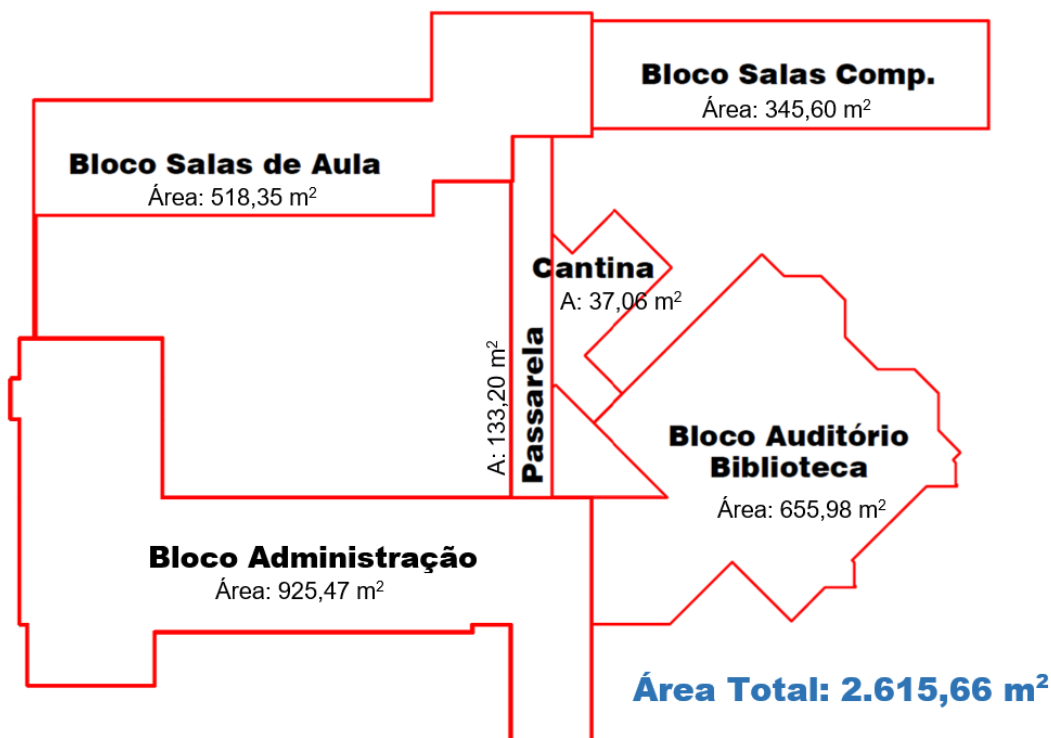


**Figura 1.-** Localização da área de estudo.



**Figura 2.-** Localização do posto pluviométrico e do IFCE *campus* Aracati (blocos administrativos, de ensino e tanques de piscicultura). Adaptado de *Google Earth*, 2022.

Para obtenção da área de captação de chuva dos prédios, foram utilizadas as plantas de cobertura dos telhados do *campus*, conforme a representação da figura 3. O edifício possui uma área total de telhado de aproximadamente 2.615,66 m<sup>2</sup>, distribuída em quatro blocos (salas de aula, salas complementares, bloco administrativo, bloco do auditório/biblioteca), uma passarela e uma cantina. Com exceção da passarela e cantina, os demais edifícios são formados por andar térreo e primeiro andar.



**Figura 3.-** Representação da distribuição dos edifícios que foram utilizados para avaliar a capacidade de captação da água da chuva.

As demandas médias de consumo de água foram obtidas através das faturas referentes ao ano de 2019, pela Companhia de Água e Esgoto do Ceará (CAGECE), fornecidas pela Coordenação de Administração e Planejamento do IFCE- *campus* Aracati. Com a finalidade de compreender as demandas mensais por água potável, que se dão por meio das atividades rotineiras, no local de estudo, foi realizado um levantamento dos principais eventos e ações ocorridos no ano de 2019. A decisão de utilizar apenas o ano de 2019 nos estudos foi devido a pandemia da covid-19, que iniciou no ano de 2020, com isso as atividades presenciais no campus foram interrompidas, dando continuidade remotamente, retornando no início de 2022. Dessa forma não haveria como avaliar de fato as demandas mais recentes, visto que o instituto não se encontrava em pleno funcionamento.

Quanto ao dimensionamento do reservatório para fins de captação de águas pluviais, inicialmente foi calculada a “Disponibilidade Teórica de Água de Chuva”, de acordo com a NBR 15.527/2019, conforme a Equação 1:

$$V_{disp} = P \times A \times C \times \eta \quad [1]$$

Onde:

$V_{disp}$  é o volume disponível mensal, expresso em litros (L);

$P$  é a precipitação média mensal, expressa em milímetros (mm);

$A$  é a área de coleta, expressa em metros quadrados (m<sup>2</sup>);

$C$  é o coeficiente de escoamento superficial de cobertura (*Runoff* 0,8);

$\eta$  é a eficiência do sistema de captação, levando em conta o descarte de sólidos e desvio de escoamento inicial. Recomenda-se o fator de 0,85. Com esse levantamento é possível verificar o potencial de acúmulo de água da chuva e verificar se as demandas serão atendidas ou não.

O cálculo do volume do reservatório foi realizado conforme Silva e Cruz (2020), que consiste em comparar, mês a mês, o volume de água precipitada coletada pelo telhado com a demanda da unidade. As Equações 2, 3 e 4 resumem esses cálculos:

$$Dif = Vp - D \quad [2]$$

$$V_{R \text{ mês } i+1} = Dif_{\text{mês } i} + Dif_{\text{mês } i+1} \quad [3]$$

$$V_{R, \text{final}} = \text{maior} (VR_{i=1}^{i=12}) \quad [4]$$

Onde:

$Dif$  (diferença) é o volume excedente à demanda mensal ou o volume que falta para completar a demanda em relação ao volume precipitado (L);

$V_P$  é o volume precipitado (L);

$D$  é a demanda mensal de água do instituto (L);

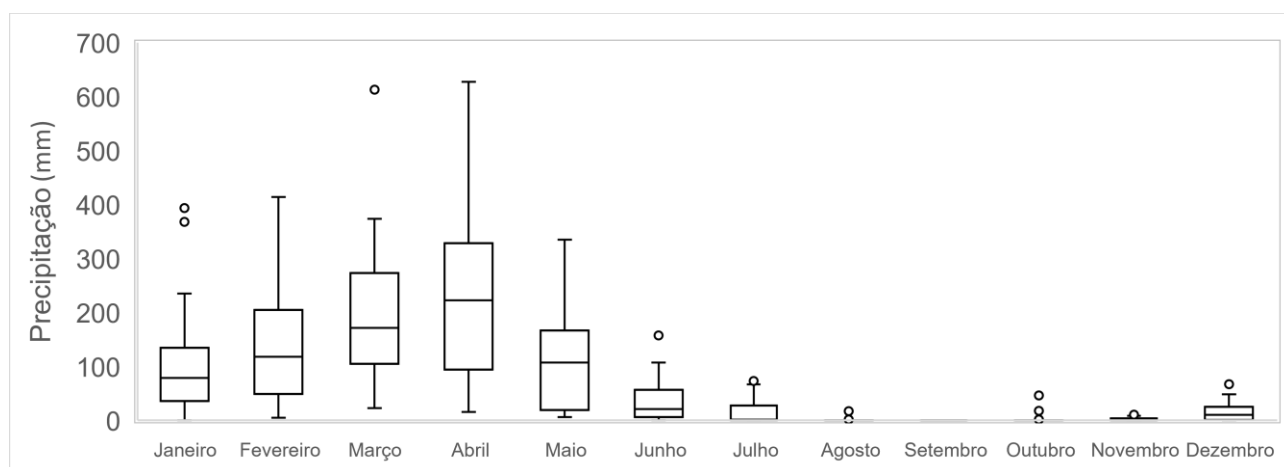
$V_R$  é o volume necessário a cada mês no reservatório para aproveitamento total da água da chuva (L);

$V_{R, \text{final}}$  é o volume necessário para o reservatório, definido a partir do maior volume calculado para cada mês (L).

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

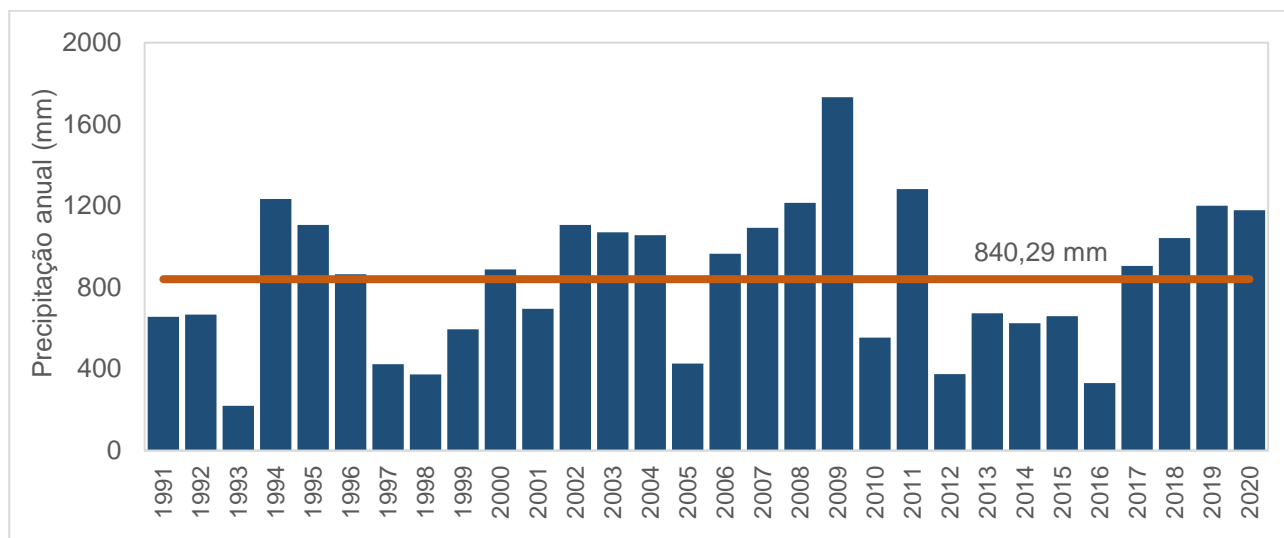
Analisando a Figura 4 é possível observar o comportamento da chuva média mensal considerando a série de 30 anos no local de estudo. Verifica-se que no início do ano, entre os meses de janeiro a abril, a mediana (representada pelo traço dentro das caixas) aumenta de forma contínua, sendo abril o mês com maior registro de precipitações na estação. Já no período de maio a novembro, as chuvas decrescem de forma considerável, tendendo a 0 mm no mês de setembro. Em dezembro ocorre um aumento relativamente pequeno em comparação com os primeiros meses do ano.

Já na Figura 5 são detalhados os acumulados anuais de chuva do posto 12, considerando toda a série histórica. A distribuição da precipitação total anual é bastante irregular ao observar a série, alguns anos apresentaram valores muito abaixo da média (840,29 mm), o que pode indicar a possibilidade de futuros cenários com limitações quanto a oferta de água captada. Por outro lado, há registros de volumes anuais bem acima da média histórica, como é o caso do ano de 2009 (1733 mm) e 2011 (1282 mm).



**Figura 4.-** Boxplot referente aos valores médios mensais de chuva da série histórica (1991 a 2020) no município de Aracati-CE.





**Figura 5.-** Totais anuais e média da série histórica de precipitação (1991 a 2020) no município de Aracati-CE.

As demandas, ou consumo de água (m<sup>3</sup>), do ano de 2019 do *campus* são descritas na tabela 1, juntamente com os principais eventos e ações realizados em cada mês. Vale destacar que, durante o ano de 2019, o IFCE também passou por reformas que podem ter influenciado em aumentos no consumo de água durante o ano. Na tabela é possível observar que os meses em que as demandas apresentaram valores superiores à média mensal (199,16 m<sup>3</sup>), foram: março (225 m<sup>3</sup>), abril (209 m<sup>3</sup>), julho (268 m<sup>3</sup>) e setembro (250 m<sup>3</sup>), sendo a maior demanda registrada no mês de outubro (284 m<sup>3</sup>). Em alguns desses meses ocorreram eventos que podem ter influenciado o maior consumo de água no campus, como em outubro, setembro e março. Todavia, essa relação não ocorre no mês de abril e o inverso, ou seja, muitos eventos e pouca demanda mensal, ocorre no mês de novembro (178 m<sup>3</sup>), por exemplo. Tais diferenças podem ser atribuídas a outros tipos de ações no campus, como algumas obras desenvolvidas ao longo de 2019.

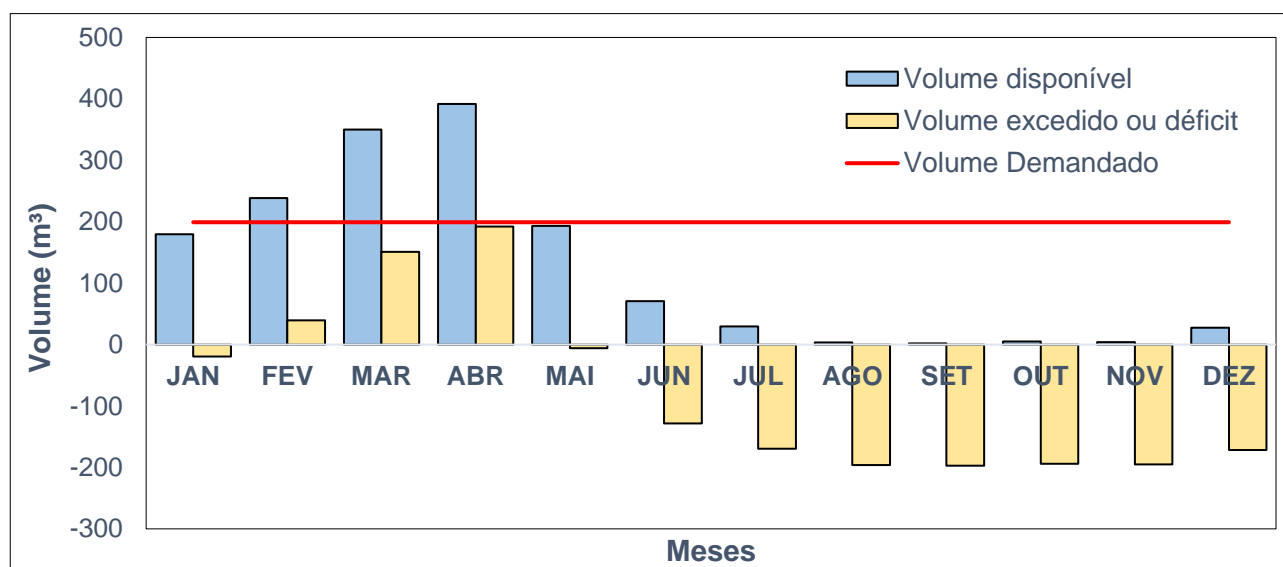
**Tabela 1.-** Demandas de água mensais no campus durante o ano de 2019.

Mês	Demandas [m <sup>3</sup> ]	Observações/ eventos
Janeiro	197	Período de férias.
Fevereiro	116	
Março	225	Inauguração de laboratórios no campus.
		Evento Operação Carnaval.
		Evento "Direct dos Empreendedores".
Abril	209	
Maiο	187	Seminário de Zoneamento Ecológico Econômico da Zona Costeira do Estado- ZEEC.
Junho	168	Encontro Regional do Litoral Leste.
		Encontro Plano Plurianual do Governo do Estado.
Julho	268	Festejos juninos.
		Palestra Rotas das Falésias.
Agosto	151	Encontro da Capitania dos Portos.

Setembro	250	Evento Semana da Química.
		Palestras e feira sustentável no <i>campus</i> .
		Oficina de Libras e realização de Roda de Conversa da Comunidade Surda de Aracati.
Outubro	284	Seminário de Integração Acadêmica para os novos alunos.
		Copa IFCE de E-Sports de jogos eletrônicos
		Semana do Livro.
Novembro	178	Realização do Seminário de Iniciação Científica.
		Realização do Universo IFCE.
		Jogos Interno.
Dezembro	157	Evento "Nas Paredes da Memória".

De acordo com o resultado do Balanço de Volume, Figura 6, elaborado a partir da “Disponibilidade Teórica de Água de Chuva” e da média das demandas, ou volume demandado, referente ao ano de 2019 (199,16 m<sup>3</sup>), é possível observar que o volume disponível de água de chuva não só atende como excede a demanda nos meses de fevereiro, março e abril. No mês de abril, responsável pela maior ocorrência média pluvial, a demanda é quase que duplamente atendida, o mesmo acontece no mês de março em menor proporção. Souza (2018) defende que, havendo volumes excedidos de água de chuva ofertada em determinados meses e escassez em meses seguintes, é oportuno o armazenamento da água que não está sendo utilizada nos meses chuvosos para ser disponibilizada nos meses secos. No caso do presente estudo, isso se aplica aos meses de fevereiro, março e abril.

Os meses de janeiro e maio marcam o aumento e declínio, respectivamente, do potencial de armazenamento de água, além disso, não atendem à demanda média de água (199,16 m<sup>3</sup>) juntamente com o período de junho a dezembro. Os saldos negativos de janeiro, maio, junho, julho, agosto, setembro, outubro, novembro e dezembro, destacam o déficit do volume para suprir a necessidade de água no IFCE. Vale destacar que esses cálculos utilizaram como demanda todos os tipos de consumo de água (potável e não potável) e, como o objetivo da captação pluvial é para o atendimento a usos não potáveis, é provável que essa demanda seja excedida em um maior número de meses.



**Figura 6.-** Balanço de Volume – apenas a água de chuva como oferta.

O volume do reservatório foi determinado conforme o método adotado por Silva e Cruz (2020), utilizando como dados de entrada a oferta de água de chuva e a demanda mensal de água no Instituto. O procedimento empregado resultou em um volume total do reservatório igual a 657 m<sup>3</sup>, conforme apresentado na tabela 2.

**Tabela 2.-** Volume do reservatório para o IFCE- *Campus Aracati*.

Mês	Volume Precipitado [L]	Demanda [L]	Diferença [L]	Volume do reservatório [L]
Janeiro	211.317	197.000	14.317	14.317
Fevereiro	280.629	116.000	164.629	178.946
Março	411.733	225.000	186.733	365.679
Abril	460.600	209.000	251.600	617.279
Maio	227.172	187.000	40.172	657.451
Junho	83.157	168.000	-84.843	572.608
Julho	34.541	268.000	-233.459	339.149
Agosto	3.864	151.000	-147.136	192.013
Setembro	2.162	250.000	-247.838	0
Outubro	6.013	284.000	-277.987	0
Novembro	4.743	178.000	-173.257	0
Dezembro	32.399	157.000	-124.601	0
			Maior	657.451
			Volume necessário	657 m <sup>3</sup>

Com capacidade de armazenamento de água pluviais de aproximadamente 657 m<sup>3</sup>, daria para atender a demanda de algo equivalente a três meses, isso levando em conta uma média mensal de consumo de 199,16 m<sup>3</sup>. O resultado obtido neste estudo aproxima-se com o volume do reservatório encontrado por Silva e Cruz (2021), de 569 m<sup>3</sup>, que consideraram para os cálculos a área do telhado da UNICAMP-SP. A respeito dos altos valores encontrados, vale salientar que, de acordo com Silva e Cruz (2021) isso é explicado pelo fato da utilização de dados de demanda total, incluindo para uso potável. Entretanto, em futuros estudos, o ideal seria considerar apenas a demanda dos usos não potáveis para os quais se deseja destinar a água pluvial, o que, conseqüentemente, reduziria a estimativa do volume do reservatório.

Como mencionado anteriormente, o abastecimento total do Instituto é fornecido por uma concessionária que distribui água potável. Buscando-se de forma parcial suprir parte dessa necessidade de água, o propósito do aproveitamento de águas de chuva para fins não potáveis se destinaria a diferentes possibilidades de uso, como por exemplo, descargas de bacias sanitárias, jardinagem, lavagem de pisos, reuso nos laboratórios que utilizam destiladores, abastecimento da estação de piscicultura e no laboratório de recirculação de água e aquaponia.

## CONCLUSÃO

A partir dos resultados obtidos, conclui-se que é possível realizar um bom aproveitamento de águas pluviais utilizando um reservatório para armazenar água de chuva, evitando o desperdício e reduzindo os custos cobrados pela concessionária de água ao campus.

Todavia, um detalhamento a respeito das demandas de água não potável juntamente com informações estruturais, devem ser consideradas em estudos futuros a fim de otimizar o sistema de captação pluvial local.

Além disso, sugere-se a realização de estudos sobre os tipos adequados de reservatórios (enterrado, semienterrado, apoiado, elevado ou stand pipe), bem como estimativas de valores ideais do volume de armazenamento, ponderando a utilização da água captada simultaneamente a ocorrência dos meses chuvosos para posterior utilização nos períodos de estiagem.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Programa Institucional de Bolsas de Iniciação Científica – PIBIC/IFCE pela concessão da bolsa do segundo autor.

## REFERÊNCIAS

- ASA Brasil.** (2021). “Articulação no Semiárido Brasileiro”.
- Ceará 2050.** “Estudo Setorial Especial: Recursos Hídricos. Versão Preliminar”. (2018).
- Chaib, E.; Rodrigues, F.; Maia, B.; Nascimento, N.** (2015). “Avaliação do potencial de redução do consumo de água potável por meio da implantação de sistemas de aproveitamento de água de chuva em edificações unifamiliares”. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Vol. 20, No. 3, pp. 605– 614, 2015.
- NBR 15.527/2019.** (2019). “Aproveitamento de água de chuva de coberturas para fins não potáveis- Requisitos”. Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- Silva, I. A.; Cruz, L. M. O.** (2021). “Estudo sobre a viabilidade econômica do aproveitamento da água de chuva no campus universitário: Reaproveitamento de águas pluviais na Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo - estudo de caso”. *Revista DAE*, Vol. 69, No. 233, pp 119-129.
- Silva, M. M. M. A.; Maia, A. G.** (2021). “Equation for rainwater tank efficiency: Considering demand, roof area, tank size and pluvial regime”. *ELSERVIER Environmental Challenges*. Natal/RN, Brazil.
- Sousa Neto, P. B.; Escobar, M. L.** (2020). “Os impactos socioambientais do Programa um Milhão de Cisternas (P1MC) no território do Semiárido Potiguar”. *Revista Pensar Geografia*, Vol. 01, No. 2019, pp. 10–19, 2020.
- Souza, Tays Maria Rosado.** (2018). Potencial de aproveitamento de água de chuva e reuso de águas cinzas na UFPE: estudo de caso do prédio da faculdade de medicina. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Pernambuco.
- Zabidi, H. A.; Goh, H. W.; Chang, C. K.; Chan, N. W.; Zakaria, N. A.** (2020). “A review of roof and pond rainwater harvesting systems for water security: The design, performance and way forward”. *Water*, Switzerland, Vol. 12, No. 11, pp. 1–22, 2020.

## **RIEGO SOSTENIBLE Y MEJORA DE SU GESTIÓN EN LOS ARROZALES DEL VALLE DEL GUADALQUIVIR: ESQUEMA EXPERIMENTAL**

Francisco Javier Pérez-Ardoy, José Roldán-Cañas, y María Fátima Moreno-Pérez

Departamento de Agronomía. Universidad de Córdoba. Córdoba. España  
g32pearf@uco.es, ag1rocaj@uco.es, mfatima@uco.es

### **RESUMEN**

El arroz se cultiva en una superficie aproximada de 146 millones de hectáreas, lo que representa más del 10% de la superficie cultivable disponible en el mundo. La principal zona arrocería de España se encuentra en las Marismas del Guadalquivir. El riego del cultivo se realiza por inundación y el suministro del volumen de agua a cada una de las tablas se realiza a través de canales. Una vez se ha caracterizado en detalle el manejo del cultivo, se propondrán estrategias de riego que permitan una reducción significativa en el consumo de agua del cultivo manteniendo el nivel productivo. Para ello, se han instalado sensores tanto a la entrada como en el centro de la parcela experimental para medir profundidad y temperatura del agua, conductividad eléctrica y humedad del suelo. Asimismo, se ha dispuesto una cámara para fotografiar la cubierta vegetal con la periodicidad deseada. Estas imágenes servirán para calibrar las medidas tomadas por los satélites multispectrales Sentinel 2. A partir de estas imágenes se calcularán los índices espectrales más usuales en la literatura y más útiles para nuestro estudio. Con la metodología propuesta, se espera obtener una identificación de los estados del cultivo con una alta periodicidad, pudiendo comprobar su evolución mediante medios telemáticos.

### **ABSTRACT:**

Rice is grown on approximately 146 million hectares, which represents more than 10% of the world's available arable land. The main rice-growing area in Spain is located in the Marismas del Guadalquivir. The crop is irrigated by flooding and the water volume is supplied to each of the plots through canals. Once the crop management has been characterized in detail, irrigation strategies that allow a significant reduction in crop water consumption while maintaining the productive level will be proposed. For this purpose, sensors have been installed at the entrance and inside of the experimental plot to measure water depth and temperature, electrical conductivity and soil moisture. A camera has also been installed to photograph the vegetation cover at the desired frequency. These images will be used to calibrate the measurements taken by the Sentinel 2 multispectral satellites. From these images, the most common spectral indices in the literature and the most useful for our study will be calculated. With the proposed methodology, it is expected to obtain an identification of the crop stages with a high periodicity, being able to check its evolution by telematic means.:

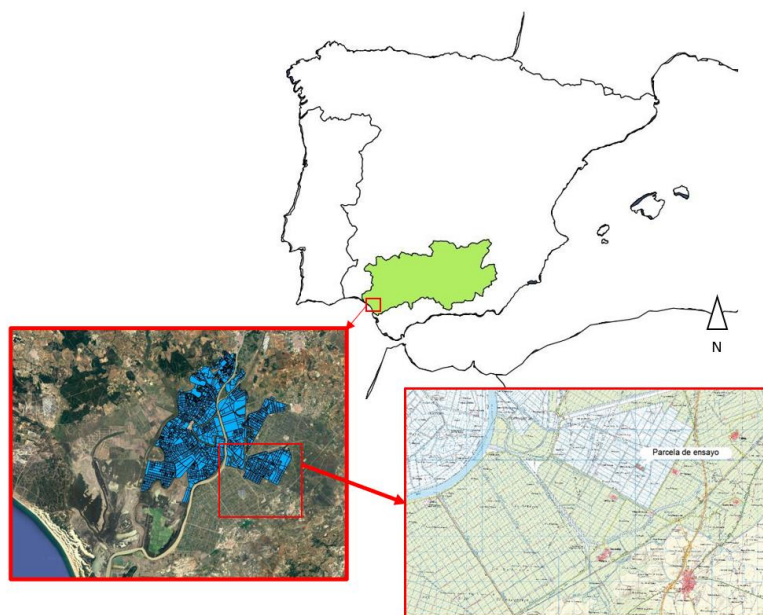
**PALABRAS CLAVES:** Arroz; riego por inundación; estrategias de riego; imágenes satelitales

## INTRODUCCIÓN

El arroz se cultiva en una superficie aproximada de 146 millones de hectáreas, lo que representa más del 10% de la superficie cultivable disponible en el mundo. Con relación a la producción, esta alcanza los 535 millones de toneladas de arroz sin moler o con cáscara. La principal zona productora de arroz se encuentra en los países asiáticos, suponiendo el 89% de la superficie y el 91% de la producción mundial. Los principales productores son China e India, dado que entre ambos alcanzan el 55% de la producción mundial (IRRI, 1997).

En los países del trópico con un nivel de ingresos más bajo, el arroz, es la principal fuente de nutrición humana, alcanzando hasta el 80% de las calorías consumidas. Se espera, que en el año 2025, más de 5 mil millones de personas, dependerán del arroz para su alimentación.

A nivel Europeo, se cultiva una superficie de arroz de 442.000 ha, de las cuales 105.000 ha se siembran en España, siendo este país el segundo productor europeo. La parcela del estudio se encuentra en la principal zona arroceras de España, en las Marismas del Guadalquivir, la cual se ubica en las inmediaciones del Parque Nacional de Doñana, formando por tanto un enclave de un alto valor ecológico (ver figura 1).



**Figura 1.-** Localización de la parcela de ensayo

El cultivo del arroz en la zona arroceras del valle del Guadalquivir se realiza normalmente en condiciones anaerobias. Para ello se practica un riego de inundación que mantiene una lámina de agua durante la mayor parte del ciclo del cultivo (ver figura 2). Es por esto, que los requerimientos de agua alcanzan un volumen entre los 12.000 y 16.000 m<sup>3</sup>/ ha (Aguilar Portero, 2010), lo que supone una cantidad de agua elevadísima para un cultivo que se desarrolla en un clima árido.

El objetivo de este trabajo es mejorar la gestión de los arrozales del valle del Guadalquivir, reduciendo el consumo de agua, sin modificar el sistema de riego y manteniendo las elevadas producciones de esta zona agrícola



**Figura 2.-** Vista general del cultivo con la parcela inundada

## METODOLOGÍA Y ESQUEMA EXPERIMENTAL

En este estudio se trabajará de manera conjunta con los agricultores de la zona arrocera y se profundizará en el manejo del cultivo que llevan a cabo. Una vez se ha caracterizado en detalle, se propondrán estrategias de riego que posibiliten una reducción significativa en el consumo de agua del cultivo. Dado que en la Comunidad de Regantes ya emplean sistemas de recirculación de agua, se optará por realizar riegos en los que se alterne la inundación de la parcela con las secas (Ishfaq et al, 2020).

El riego del cultivo se realiza por inundación, como se ha citado anteriormente, y el suministro del volumen de agua a cada una de las tablas se realiza a través de canales, en los cuales se ubican las válvulas que regulan el caudal de entrada. Estas válvulas son de tipo compuerta y mediante su apertura se limita el caudal que se introduce en cada una de las tablas. El cálculo del caudal se hace de manera teórica haciendo uso de la ecuación [1] (Bos, 1978).

$$Q = 0,61 \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta h} \quad [1]$$

donde:

Q: Caudal de entrada al canal.

A: Sección de paso.

g: Constante gravitacional.

$\Delta h$ : Diferencia de cota entre la lámina de agua del canal principal y del canal secundario.

### Medidas en parcela

En la parcela objeto de estudio, se monitorizarán parámetros fundamentales para el control del suministro del agua y de factores que pueden afectar al cultivo. En el canal de entrada de agua a la parcela y en el desagüe de salida hay instalados los siguientes sensores (ver figura 3):

- Nivel de agua.
- Conductividad eléctrica.
- Temperatura del agua.



**Figura 3.-** Sensores instalados en la entrada del canal.

En el interior de la parcela también hay instalado un equipo de medida con los siguientes sensores (ver figura 4):

- Nivel de agua.
- Conductividad eléctrica.
- Temperatura del agua.
- Sensor de humedad del suelo.
- Cámara fotográfica



**Figura 4.-** Sensores instalados en el interior de la parcela.

Con el objetivo de conocer el mayor número de variables que puedan afectar al desarrollo del cultivo y sean significativas para realizar estrategias de riego que conlleven un ahorro efectivo del consumo de agua.



Todas las anteriores medidas quedarán registradas en los dos Data Logger instalados en la parcela donde se lleva a cabo el ensayo, para su posterior subida a la red con una periodicidad de 15 minutos. Con respecto a la medida del nivel de agua, permitirá conocer en que preciso momento se está aplicando el riego en la parcela e incluso proporcionar una estimación del caudal de entrada al conocer el calado del canal. La conductividad eléctrica se registra porque está intrínsecamente relacionada con la salinidad del agua y cuando esta es elevada, afecta negativamente al cultivo. El tercer parámetro registrado, la temperatura del agua, es un aspecto importante del manejo del cultivo. Por ejemplo, para favorecer la nascencia del cultivo, la temperatura del agua no debe ser baja. El cuarto parámetro que se registra es la humedad del suelo, el cual tendrá relevancia cuando se practique una estrategia de riego con secas, es decir, haciendo que el cultivo no esté inundado. Este parámetro permitirá cuantificar hasta qué punto de humedad se puede descender en el perfil del terreno sin llegar a perjudicar el cultivo.

Por último, con la cámara instalada en el centro de la parcela, se toman imágenes con un intervalo de tiempo de 1 hora durante las horas solares. Con ello, se tiene una herramienta más de verificación de lo obtenido en las imágenes satélite y se hace un seguimiento del estado fenológico del cultivo diariamente.

## Medidas satelitales

Además de los datos obtenidos de los sensores, que se han descrito anteriormente, se hará uso de las imágenes de la constelación de satélites LANDSAT y SENTINEL.

En concreto se usará la información proporcionada por el satélite Landsat 8 y los satélites Sentinel 1, Sentinel 2 y Sentinel 5, que están dentro del programa Copérnico, promovido por la Agencia Espacial Europea, para la observación del planeta Tierra. Con la información aportada por los satélites, se pretende conocer el estado del cultivo de manera remota, posibilitando un mejor control por parte del agricultor.

También, se podrán estudiar con mucha rapidez los cambios que experimenta el cultivo cuando se le aplica una estrategia de riego diferente a la realizada de manera tradicional y la respuesta que tiene a las secas programadas, que tendrán una concordancia con la frecuencia de las imágenes tomadas por los satélites multiespectrales Sentinel 2, la cual es de 5 días manteniendo el mismo ángulo de visión con una precisión de cuadrícula de hasta 10 x 10 m, dependiendo de las bandas que se empleen para la obtención de los índices.

Los índices espectrales más frecuentes, calculados a partir de las imágenes anteriores, y que se utilizarán en este trabajo son:

*Índice de vegetación de diferencia normalizada o NVDI*, (Rouse et al., 1974), por sus siglas en inglés, será uno de los valores utilizados que nos dará un dato sobre la cantidad, calidad y desarrollo de la vegetación en la zona de estudio. Este índice se calculará utilizando diferentes bandas que se obtienen de las imágenes satelitales. Para el cálculo de este índice se hará uso de la ecuación [2].

$$NVDI = \frac{IRC_{ercano} - ROJO}{IRC_{ercano} + ROJO} \quad [2]$$

donde:

- IRCercano es la medida de reflexión espectral en la región del infrarrojo.
- ROJO es la medida de reflexión espectral en la región del rojo.

Utilizando la ecuación [2], se obtendrían valores de este índice los cuales tienen un rango de resultados entre [0-1], siendo los resultados más altos, los que implicarían un mayor índice de vegetación.

Índice de vegetación ajustado al suelo o SAVI, (Huete, 1988), por sus siglas en inglés. Con la utilización de este índice estará mitigando el impacto del brillo del suelo al introducirse el parámetro L en la ecuación [2]. Por tanto, para el cálculo del SAVI, se hará uso de la ecuación [3].

$$SAVI = \frac{IRC_{\text{cercano}} - ROJO}{IRC_{\text{cercano}} + ROJO + L} \cdot (1 + L) \quad [3]$$

donde:

L es el parámetro corrector.

Índice de vegetación ajustado al suelo modificado o MSAVI, (Qi et al., 1994), por sus siglas en inglés. Este tipo de índice se utilizará para hacer el seguimiento de las condiciones del cultivo en las primeras etapas de desarrollo. Para el cálculo del MSAVI, se hará uso de la ecuación [4].

$$MSAVI = \frac{2 \cdot ROJO + 1 - \sqrt{(2 \cdot ROJO + 1) \cdot 2 - 8 \cdot (ROJO - VERDE)}}{2} \quad [4]$$

donde:

VERDE es la medida de reflexión espectral en la región del verde.

Índice de agua de diferencia normalizada o NDWI, (Gao, 1996), por sus siglas en inglés. Este tipo de índice se utilizará la detección de masas de agua, así se podrá controlar la inundación en las parcelas de ensayo. Para el cálculo del NDWI, se hará uso de la ecuación [5].

$$NDWI = \frac{VERDE - IRC_{\text{cercano}}}{VERDE + IRC_{\text{cercano}}} \quad [5]$$

Índice de suelo desnudo o BSI, por sus siglas en inglés. Este índice se empleará para determinar si hay presencia de vegetación en el suelo, al incorporar a la ecuación las bandas de infrarrojo cercano (Rikimaru et al., 2002). Para el cálculo del BSI, se hará uso de la ecuación [6].

$$BSI = \frac{(ROJO + IRC_{\text{corta}}) - (IRC_{\text{cercano}} + AZUL)}{(ROJO + IRC_{\text{corta}}) + (IRC_{\text{cercano}} + AZUL)} \quad [6]$$

donde:

AZUL es la medida de reflexión espectral en la región del azul.

IRCorta es la medida de reflexión espectral en la región de infrarrojos de onda corta

## RESULTADOS ESPERADOS

Con la metodología propuesta, se espera obtener una identificación de los estados del cultivo con una alta periodicidad, pudiendo comprobar su evolución mediante medios telemáticos.

Para ello, se controlarán todos los parámetros señalados en la metodología y que hacen referencia a variables críticas para el desarrollo del cultivo como son, la temperatura, el nivel de agua en la tabla o la concentración de sales en el agua de riego. Haciendo uso de los sistemas de teledetección, se podrá saber si el cultivo está respondiendo favorablemente a las estrategias de riego y al manejo que se le esté realizando. A su vez, servirán de método de verificación de los datos obtenidos por los sensores y de las prácticas agrícolas.

En la presente campaña, el riego comenzó tardíamente, primeros de junio, a la espera de las decisiones de las autoridades competentes sobre la cantidad de agua disponible para riego dada la

situación de sequía en la cuenca del río Guadalquivir. Por esa razón, no tenemos aún datos sobre el desarrollo del cultivo que permitan su comparación con las imágenes espectrales.

Utilizando la ecuación [2], se obtendrían valores de este índice los cuales tienen un rango de resultados entre [0-1], siendo los resultados más altos, los que implicarían un mayor índice de vegetación. A modo de ejemplo, en la figura 4 se muestra la zona de estudio una vez ha sido calculado el NVDI en la primera semana de julio. En esta imagen, la escala de color es 0 para el negro y 1 para el blanco. Por lo tanto, las zonas más oscuras muestran la ausencia de vegetación, que en este caso son coincidentes con los caminos, los canales y las zonas sin cultivar y las zonas de tonos más blanquecinos, son aquellas en las que el cultivo se ha desarrollado.

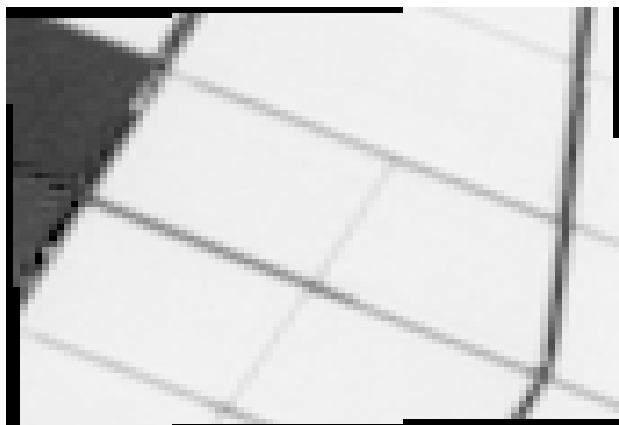


Figura 4.- Parcela de ensayo con el cálculo del NVDI.

## AGRADECIMIENTOS

Se agradece la colaboración de la Comunidad de Regantes de la Sección II de las Marismas del Guadalquivir. Asimismo, la aportación de fondos del Ministerio de Ciencia e Innovación, Agencia Estatal de Investigación mediante la ayuda RTC2019-007133-2 (2020-2023) de la convocatoria de Proyectos de I+D+i «Retos-colaboración 2019», del Programa Estatal de Investigación, Desarrollo e Innovación Orientada a los Retos de la Sociedad. Gobierno de España.

## REFERENCIAS

- Aguilar Portero, M.** (2010). *Producción integrada del arroz en el sur de España*. Consejería de Agricultura, Pesca y Desarrollo Rural de Andalucía, 3220 pp.
- Bos, M. G.** (1978). *Discharge measurement structures*. International Institute for Land Reclamation and Improvement. Wageningen, Países Bajos.
- Gao, B.C.** (1996). "A normalized difference water index for remote sensing of vegetation liquid water from space". *Remote Sensing of Environment*. 58 (3) 257-266 [https://doi.org/10.1016/S0034-4257\(96\)00067-3](https://doi.org/10.1016/S0034-4257(96)00067-3)
- Huete, A. R.** (1988). "A Soil-Adjusted Vegetation Index" (SAVI). *Remote Sensing of Environment*. 25 (30) 295-309.
- IRRI - International Rice Research Institute.** (1997). Annual Report 1997.
- Ishfaq, M.; Farooq, M.; Zulfiqar, U.; Hussain, S.; Akbar, N.; Nawaz, N.; Anjum, S. A.** (2020). "Alternate wetting and drying: A water-saving and ecofriendly rice production system". *Agricultural Water Management* 241 (1) 106363 <https://doi.org/10.1016/j.agwat.2020.106363>
- Qi, J., Chehbouni A., Huete, A. R., Kerr, Y. H., y Sorooshian, S.** (1994). "A Modified Soil Adjusted Vegetation Index" *Remote Sensing of Environment*. 48 (2) 119-126
- Rikimaru, A.; Roy, P.S.; Miyatake, S.** (2002). "Tropical forest cover density mapping". *Trop. Ecol.* 43: 39-47
- Rouse, J.W., R.H. Haas, J.A. Schell, and D.W. Deering** (1974). "Monitoring vegetation systems in the Great Plains with ERTS", In: S.C. Freden, E.P. Mercanti, and M. Becker (eds) *Third Earth Resources Technology Satellite-1 Symposium. Volume I: Technical Presentations*, NASA SP-351, NASA, Washington, D.C., pp. 309-317.

## **DISEÑO DE SUDS CON BENEFICIOS ECOHIDROLÓGICOS EN PROYECTOS DE TRANSPORTE Y ESPACIO PÚBLICO. CASO DE ESTUDIO DE BOGOTÁ**

Diego Sánchez Fonseca, Sandra Mayerly Aguilar, José Félix Gómez, Gustavo Montaña, Jorge Eduardo Burgos, Juliana Robles, José Alejandro Martínez, Carlos Vicente Rey, Juan Sebastián López y Laura Patricia Otero

Instituto de Desarrollo Urbano (IDU), Bogotá D.C., Colombia

diego.sanchezf@idu.gov.co, sandra.aguilar@idu.gov.co, jose.gomez@idu.gov.co, gustavo.montano@idu.gov.co, eduardo.burgos@idu.gov.co, juliana.robles@idu.gov.co, alejandro.martinez@idu.gov.co, carlos.rey@idu.gov.co, sebastian.lopez@idu.gov.co y laura.otero@idu.gov.co

### **RESUMEN:**

El objetivo de este artículo es presentar el caso de estudio de la cuneta verde con lámina de agua permanente y tránsito de flujo, diseñada para el proyecto de infraestructura vial y espacio público de la Avenida Guayacanes en Bogotá, Colombia. Este proyecto presenta los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS) como una solución sostenible para este tipo de proyectos, que reduce el impacto de la obra y preserva las características del entorno existente, combinada con medidas ecohidrológicas para garantizar procesos de retención de agua, mejora en la calidad del agua y promoción de biodiversidad. A lo largo del documento se presenta el contexto ambiental y social del proyecto, se describen las metodologías empleadas en la selección, análisis, modelación y diseño de la tipología de SUDS seleccionada y se resaltan las medidas ecohidrológicas implementadas para esta estructura.

### **ABSTRACT:**

The aim of this article is to present the case study of the green swale with permanent water layer and water flow, designed for the Guayacanes Avenue infrastructure and public space project in Bogotá, Colombia. This project presents the Sustainable Urban Drainage Systems (SUDS) as a sustainable solution in this sort of projects, which reduces the impact of the construction and preserves the characteristics of the existent environment, combined with ecohydrological measures to ensure water retention processes, improve water quality, and promote biodiversity. The document presents the environmental and social context of the project, describes the methodologies used in the selection, analysis, modeling, and design of the SUDS typology selected, and highlights the ecohydrological benefits expected from the implementation of this drainage structure in the project.

**PALABRAS CLAVES:** Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible – SUDS, Ecohidrología, Proyectos de infraestructura de transporte y espacio público.

## INTRODUCCIÓN

En la actualidad, la gestión de la escorrentía superficial representa un reto de gran importancia para el desarrollo urbano, ante el aumento de zonas impermeables y la ocurrencia de eventos climáticos cada vez más extremos (IPCC, 2022). Sin embargo, la gestión tradicional se ha enfocado en la implementación de infraestructura gris para reducir riesgos asociados con la disminución de eventos de inundación y contaminación puntual, sin tomar en consideración su efecto sobre los ecosistemas. El anterior enfoque de gestión resulta inflexible e ineficaz puesto que limita el potencial de las ciudades para adaptarse adecuadamente a la variabilidad de los efectos del cambio climático y al acelerado crecimiento urbano. Adicionalmente, esto puede resultar en soluciones de ingeniería sobredimensionadas, que generan una mayor ocupación de suelo y aumentan a su vez los costos de gestión de aguas urbanas, generan efectos negativos sobre la biodiversidad y la calidad de vida de los habitantes (Wagner y Brail, 2013; Zalewski, 2000).

En este sentido, la ciudad de Bogotá, por medio del Instituto de Desarrollo Urbano – IDU, ha avanzado en la transición hacia un nuevo enfoque de gestión que incluye medidas de adaptación al cambio climático dentro de los procesos de planeación urbana, con el fin de mejorar la gestión de la escorrentía pluvial a través de los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenibles (SUDS). El Instituto es la entidad pública encargada de diseñar y construir obras de infraestructura de transporte y espacio público. Durante los últimos cuatro años y en el marco de sus competencias, el IDU ha ido incorporado de manera progresiva la implementación de SUDS en los proyectos de inversión pública. En consecuencia, hoy en día, Bogotá cuenta con un total de 10 tipologías de SUDS en operación y más de 240 tipologías diseñadas y listas para entrar a fase de construcción.

Ahora bien, la gestión integral del recurso hídrico debe abarcar una visión ecosistémica; premisa bajo la cual surgió la Ecohidrología (EH), una interdisciplina que se encarga de estudiar los efectos de procesos hidrológicos en la distribución, estructura y funcionamiento de los ecosistemas y los efectos de procesos bióticos en elementos del ciclo natural del agua (Nuttle, 2002). Esta se basa en tres principios que incluyen: i) el componente hidrológico, y ii) el componente ecológico, relacionados con la regulación dual generada en los ecosistemas tomando en consideración que los procesos hidrológicos regulan los ecosistemas y los ecosistemas, a su vez, tienen el potencial de ser utilizados para regular los procesos hidrológicos. Por último, iii) el componente de ingeniería ecológica integra los dos primeros componentes en soluciones convencionales aplicadas con medidas de EH, que permiten aprovechar los procesos que ocurren en los ecosistemas como herramienta para mejorar la resiliencia hidrológica y ecosistémica (Martínez y Villalejo, 2019). Sin embargo, la implementación de medidas de EH como humedales artificiales, llanuras de inundación, pondajes húmedos y recuperación de meandros, entre otras, requieren de una disponibilidad espacial significativa para su emplazamiento, lo cual reduce a su vez el número de áreas adecuadas para su implementación en ciudades altamente urbanizadas como Bogotá.

En este sentido, el presente artículo expone la metodología de diseño hidráulico de la primera tipología de SUDS con características de EH propuesta en un proyecto de transporte y espacio público en la ciudad de Bogotá, Colombia, tomando en consideración las características ambientales, sociales y ecológicas del área intervenida. De este modo, se espera: (1) incrementar el conocimiento y la experiencia práctica de la ecohidrología en el contexto local, (2) demostrar que la implementación de SUDS puede contribuir con la generación de beneficios de EH y (3) fortalecer la capacidad del área urbana para afrontar los impactos del cambio climático y del acelerado crecimiento poblacional, a través de infraestructura hidráulica que permita aumentar la retención y tratamiento de escorrentía; contribuyendo así con el desarrollo de ciudades mejor adaptadas y con mayor grado de resiliencia climática.

## CASO DE ESTUDIO

El proyecto de la Avenida Guayacanes fue seleccionado como caso de estudio, el cual corresponde a una vía de 13 km ubicada al suroccidente de Bogotá que permitirá mejorar la movilidad y el espacio público, así como fomentar el desarrollo social y económico para más de 1'500.000 habitantes de la ciudad. Este proyecto está dividido en cinco (5) grupos y nueve (9) tramos para la fase de construcción. En la presente investigación se analizará el área de intervención particular al Grupo 3, Tramo 5A, ubicada en la Avenida Alsacia entre la Av. Boyacá y la Calle 71B, en la localidad de Kennedy (Figura 82).

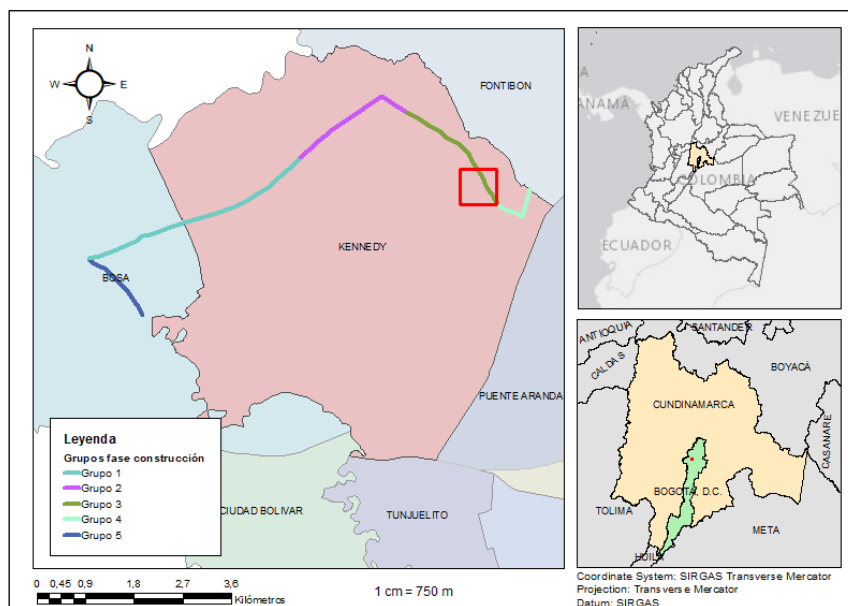


Figura 82.- Ubicación proyecto Avenida Guayacanes: Grupos y Tramo 5A.

De manera específica, en el área de intervención del proyecto se identificó una zona verde lateral de aproximadamente 220 metros de longitud y 7 metros de ancho, delimitada por una barrera natural de eucaliptos que condiciona la extensión y el ancho del área disponible (Figura 83). Antes del inicio del proyecto, en la zona proyectada para la vía se generaban encharcamientos en temporadas de lluvia debido a la morfología del terreno, lo cual fomentaba el tránsito y presencia estacional de algunas especies de fauna silvestre (p. ej. rana sabanera *Dendropsophus molitor*). Debido a su vínculo con el entorno, la comunidad adyacente y los colectivos ambientales cercanos al área de intervención del proyecto generaron una solicitud al IDU, con el fin de revisar alternativas de diseño ambiental orientadas a disminuir el impacto de la obra sobre el entorno existente.



Figura 83.- Área disponible -, Grupo 3, Tramo 5A, Avenida Guayacanes.

De esta forma, como resultado de un trabajo colaborativo entre la comunidad y la entidad, y luego de varias reuniones de carácter técnico, social y ambiental, desde el IDU se evaluaron distintas alternativas con el fin de preservar, en lo posible, las características existentes del entorno y a su vez maximizar sus beneficios ecosistémicos. En este sentido, los SUDS fueron considerados como la alternativa más apropiada para dirimir el desacuerdo existente, debido a que no sólo permiten manejar el volumen de escorrentía que se genera durante eventos de lluvia, sino que al implementarse en conjunto con medidas de EH, tienen el potencial de mejorar la calidad de la escorrentía que llega a los cuerpos de agua receptores y ofrecer co-beneficios ecohidrológicos, ambientales y sociales al área urbana intervenida.

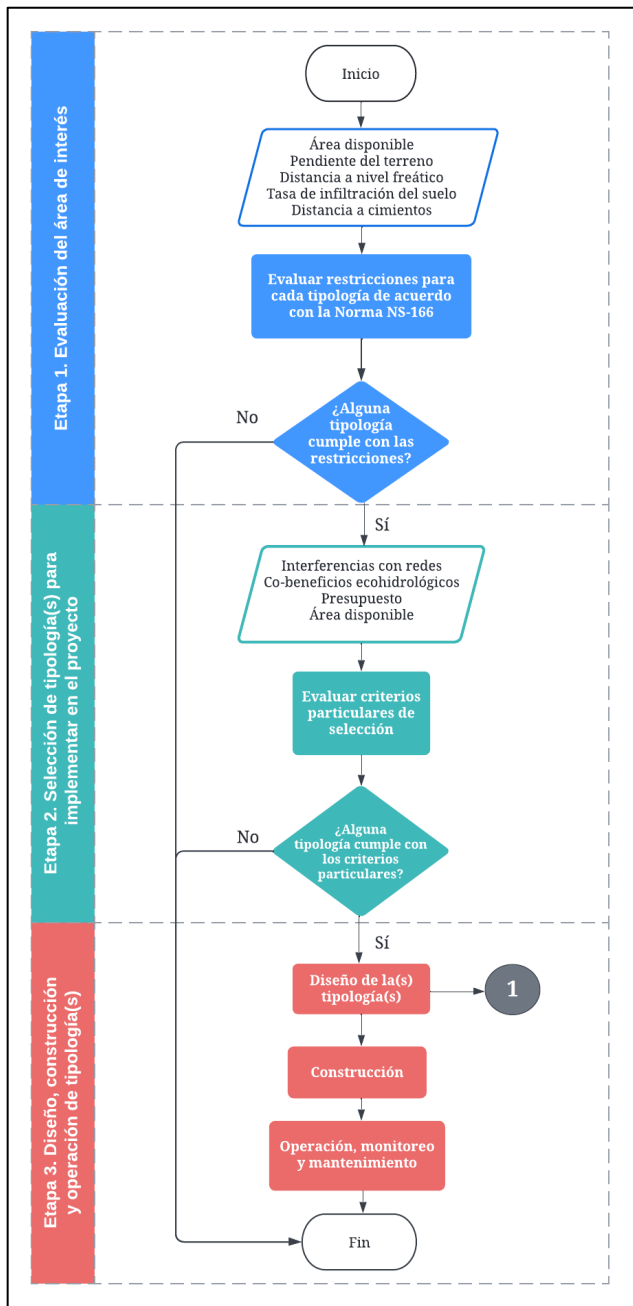
## METODOLOGÍA DE SELECCIÓN DE TIPOLOGÍA SUDS A IMPLEMENTAR

Durante el 2018, la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá (EAAB-ESP) y la Secretaría Distrital de Ambiente contrataron a la Universidad de los Andes para desarrollar la *“Investigación de las tipologías y/o tecnologías de Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS) que más se adapten a las condiciones de la ciudad de Bogotá D.C.”*, cuyos objetivos específicos incluían determinar, priorizar y seleccionar las tipologías de SUDS más apropiadas para optimizar el manejo de la escorrentía pluvial en el área urbana de Bogotá D.C, entre otros.

De acuerdo con los resultados obtenidos, la empresa prestadora del servicio de acueducto y alcantarillado de la ciudad (EAAB-ESP) expidió la Norma Técnica de Servicios NS-166: *“Criterios para Diseño y Construcción de Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS)”*, la cual constituye la base técnica y normativa para la implementación de SUDS en la ciudad de Bogotá. Las siete (7) tipologías de SUDS reglamentadas son: alcorques inundables, cunetas verdes, cuencas secas de drenaje extendido, tanques de almacenamiento, pavimentos permeables, zanjas de infiltración y zona de bio-retención. La metodología utilizada en esta investigación para seleccionar la(s) tipología(s) SUDS más adecuada(s) para ser implementada(s) en este proyecto se presenta en la Figura 84 y se describe a continuación.

La primera etapa de la metodología corresponde a la evaluación de las cuatro variables técnicas de sitio definidas en la Norma que condicionan la viabilidad de cada una de las siete (7) tipologías SUDS reglamentadas para la ciudad: pendiente, nivel freático, tasa de infiltración y distancia a cimientos de estructuras verticales. Así, la información disponible para cada proyecto se compara con los rangos definidos en la Norma para cada variable y se determina si existen tipologías factibles para el área seleccionada; en caso de que ninguna tipología resulte factible se termina el proceso. Durante la segunda etapa de la metodología se evalúan las tipologías resultantes del análisis previo, basándose en criterios particulares del proyecto como lo son el área disponible, presupuesto, interferencias con redes y co-beneficios esperados. El proceso termina si a partir de este análisis no resulta factible ninguna tipología; por el contrario, durante la tercera etapa se lleva a cabo el diseño, construcción, operación y mantenimiento de la(s) tipología(s) más adecuada(s).

Para la presente investigación, los valores de las cuatro (4) variables fueron obtenidos mediante levantamientos de campo y ensayos in situ, así como a partir de información secundaria georreferenciada. Posteriormente estos valores fueron comparados con los límites definidos en la Norma. Como resultado, se evidenció que el terreno presenta baja tasa de infiltración (menor a 5 mm/hr), lo que podría generar afectación en la estructura de pavimento de la vía y el espacio público adyacente, debido a su cercanía con estas áreas. Por esta razón, se determinó incluir en el diseño de la tipología de SUDS que resultará más adecuada, un recubrimiento impermeable en todo el contorno para restringir así la infiltración directa al suelo natural y disminuir al máximo la probabilidad de permeabilidad de la estructura. De esta manera, se encontró que todas las tipologías analizadas cumplían con las restricciones definidas en la Norma, exceptuando la tasa de infiltración.



**Figura 84.-** Metodología de selección de tipología(s) SUDS.

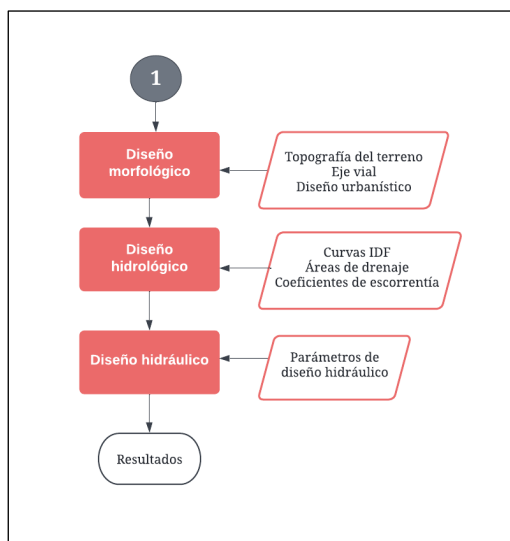
Durante la segunda etapa de la metodología se decidió no endurecer la zona verde preexistente con contenedores de raíces, descartando así tipologías como alcorques inundables, zonas de bio-retención, tanques de almacenamiento y pavimentos permeables. Adicionalmente, al analizar las condiciones físicas del área disponible se evidenció la posibilidad de implementar tipologías con altos requerimientos de espacio como lo son la cuneta verde y la cuenca seca de drenaje extendido (CSDE), permitiendo maximizar el volumen de almacenamiento y tratamiento.

Por último, considerando los parámetros ecológicos requeridos para garantizar el tránsito y la presencia estacional de algunas especies de fauna silvestre, se identificaron varios estudios que han reportado que la implementación de tipologías como cunetas verdes y pondajes húmedos con láminas de agua permanentes, pueden promover la biodiversidad de invertebrados y anfibios en contextos urbanos, así como el movimiento lineal de esta fauna entre diferentes parches de hábitat (Briers, 2013; Fenner, 2017; Hassall & Anderson, 2015). En el mismo sentido, las tipologías de SUDS que cuentan con una lámina de agua permanente tienen el potencial de mejorar la calidad de la escorrentía, sedimentando contaminantes provenientes de las vías y la urbanización circundante, al mismo tiempo, tienen el potencial de incrementar la composición y riqueza de las comunidades de anfibios e invertebrados, y generan nuevos sitios de anidación y hábitat para estos organismos (Briers, 2013; Hamer & McDonnell, 2008).

Por todo lo anterior, durante la segunda etapa se determinó que la tipología de SUDS que mejor se adapta al proyecto corresponde a la cuneta verde; este sistema se concibe como una excavación trapezoidal y longitudinal, cubierta de vegetación propia de ecosistemas húmedos. Tomando en cuenta lo anterior, la tipología seleccionada garantizará una lámina de agua permanente con el fin de generar condiciones similares a las de ecosistemas de humedal y favorecer la presencia de anfibios e invertebrados.



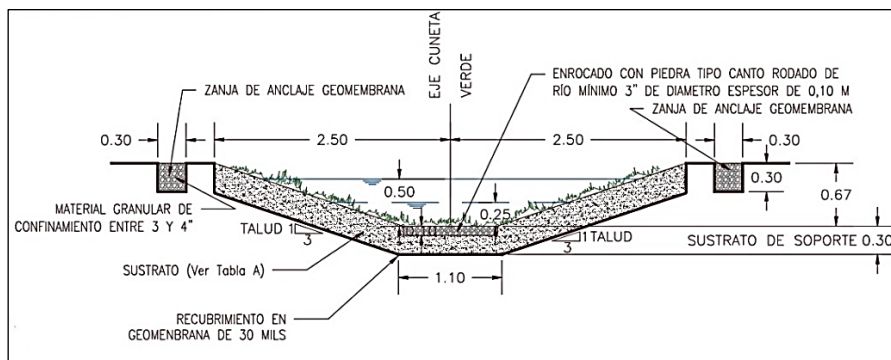
## METODOLOGÍA DE DISEÑO DE LA CUNETA VERDE



**Figura 85.-** Metodología de diseño de tipología(s) SUDS seleccionada.

La metodología utilizada para el diseño de la cuneta verde se presenta en la Figura 85. En primer lugar, se llevó a cabo el diseño morfológico que se adapta a la topografía del terreno, eje vial y diseño urbanístico del espacio público. En este sentido, se definió un trazado sinuoso el cual se armoniza con el entorno natural del predio y permite una interacción entre el espacio público y el SUDS. De igual manera, este trazado a nivel hidráulico disminuirá la carga de acumulación de sedimentos previstos de grano medio (arenas y limos), bajo la premisa de diseño de un flujo subcrítico. La implementación de vegetación en las laderas de la cuneta verde genera un control del cambio de posición del cauce por migración lateral y longitudinal de los meandros.

De acuerdo con el levantamiento topográfico de la zona, se evidenció la existencia de una curva vertical que condiciona la altimetría de la cuneta verde. Por lo anterior, se consideró que esta tipología cuente con una doble pendiente. De manera paralela, se definió la sección transversal, la cual es el resultado del dimensionamiento desarrollado conforme con el Anexo de la Norma Técnica NS-166. Como se presenta en la Figura 86, la cuneta verde tiene un talud de 1:3, una base de 1 m y un espesor de sustrato de 30 cm, el cual estará confinado para evitar procesos de infiltración *in situ*. El confinamiento se realizó mediante el anclaje en zanja de una capa de geomembrana en los extremos de los taludes.



**Figura 86.-** Sección transversal.

Una vez definida la morfología y sección transversal de la cuneta verde, se estableció que esta debe captar la escorrentía tanto del costado oriental de la Avenida Guayacanes como del costado occidental, de donde recibirá el flujo proveniente de una agrupación de individuos arbóreos de alto porte y de un predio en el que se prevé el desarrollo de unidades residenciales y comerciales a largo plazo. En consecuencia, se consideró necesario generar zonas de almacenamiento y control mediante barreras de detención porosas, con el fin de maximizar la retención de flujo y retrasar su entrega al sistema de alcantarillado pluvial. Luego, se procedió a realizar el análisis hidrológico utilizando el software HEC-HMS<sup>®</sup> con el cual se obtuvieron los hidrogramas de entrada a la estructura para diferentes periodos de retorno.

## Análisis hidrológico

Para obtener el hietograma de diseño se utilizaron las variables definidas por la EAAB-ESP a partir de las curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) desarrolladas para el punto más cercano a la zona de análisis. A partir de los datos de la EAAB-ESP, se calcularon los valores de intensidad de lluvia para periodos de retorno de 5 y 25 años, con una duración para el evento de precipitación igual a 5 minutos. Posteriormente, se utilizó el método del bloque alterno con el fin de generar el hietograma de entrada al modelo hidrológico, el cual fue incluido en el software libre HEC-HSM (Hydrologic Engineering Center-Hydrologic Modeling System) en su versión 4.8, para obtener el hidrograma de entrada a la estructura de drenaje. Se definieron las áreas de drenaje y sus coeficientes de escorrentía, siguiendo lo indicado por la Norma Técnica NS-085 de la EAAB-ESP, e incluyendo las proyecciones de unidades residenciales y comerciales.

En el mismo sentido, se utilizó el método de hidrograma unitario del Soil Conservation Service (SCS) para llevar a cabo la transformación de precipitación a caudal, ingresando al modelo el tiempo de retraso calculado como 0.6 veces el tiempo de concentración, y este último mediante la ecuación de Kirpich, teniendo en cuenta que ésta arroja valores muy bajos comparados con otros métodos, lo que se considera como un factor de seguridad. Para los periodos de retorno de 5 y 25 años, se obtuvo un caudal pico de  $0.14 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $0.24 \text{ m}^3/\text{s}$ , respectivamente.

A partir de los hidrogramas de entrada de flujo a la cuneta verde, fue necesario establecer los parámetros hidráulicos para evaluar su funcionamiento, tomando en consideración lo definido en las normas de la EAAB-ESP en relación con las conexiones de redes pluviales, donde se establece que: i) la fuerza tractiva debe ser mayor o igual a  $0.30 \text{ Kg/m}^2$  y ii) la relación de llenado para tuberías de hasta 450 mm de diámetro sea menor al 70%.

Adicional a los parámetros normativos, fue necesario definir la capacidad de almacenamiento hidráulico con la cual se generó el amortiguamiento de entrega del caudal pico al sistema pluvial y se estableció la lámina de flujo permanente, para evidenciar los procesos hidrogeológicos y de tránsito y manejo de especies de fauna silvestre.

## Diseño hidráulico

La estructura se dividió en dos secciones (Figura 87), y se configuraron zonas de pondaje, gracias a la incorporación de dos barreras de detención; de este modo, en la sección 1 se garantiza una lámina de agua permanente de 0.25 m, mientras que la sección 2 se divide en: i) subsección de tránsito de flujo entre la abscisa 0+120 y 0+166.5, con lámina de agua permanente de 0.45 m y ii) subsección de almacenamiento con una lámina máxima de agua de 0.25 m. De esta manera, la cuneta verde puede detener  $69.62 \text{ m}^3$  de escorrentía por evento de lluvia antes de generar una entrega controlada al sistema de alcantarillado pluvial, cumpliendo con el requerimiento de retener y amortiguar el caudal pico y garantizando una lámina de agua permanente que puede favorecer la presencia de especies de fauna silvestre.

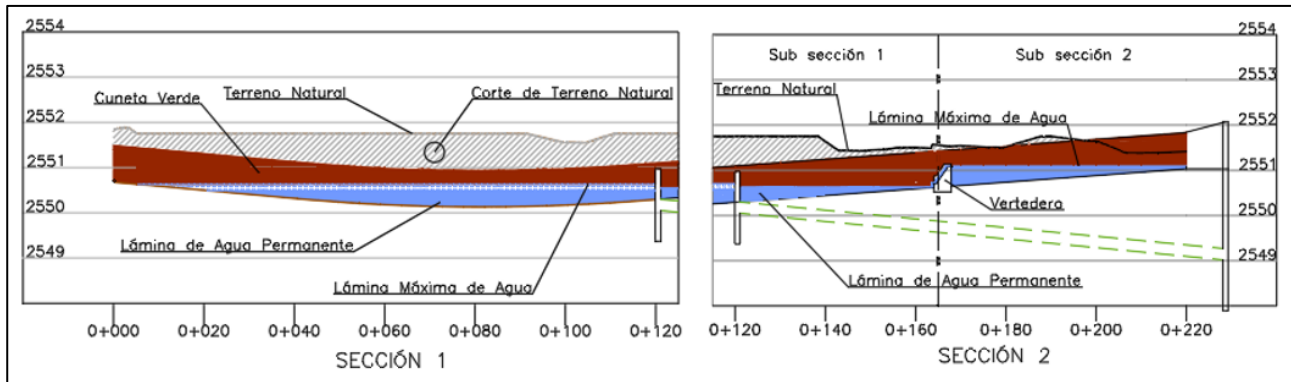


Figura 87.- Perfil de flujo de la cuneta verde por sección.

En relación con el ingreso de escorrentía desde la vía hacia la tipología de SUDS, se evaluó la entrega de escorrentía por 5 ventanas de entrega desde la vía, con 1 m de longitud cada una. Considerando que el ingreso del flujo a la cuneta verde será en su mayoría lateral y no perpendicular, para el cálculo de la lámina de ingreso se realizó un análisis de la  $y_n$ , considerando que estas entradas trabajarán como vertederos laterales. Para esto, se promediaron los coeficientes de descarga obtenidos mediante las metodologías de Cheong (1991), Swamme (1988), Raju et al (1979) y Subramanya y Awashty (1972). Las ecuaciones utilizadas se presentan en [1,2,3,4] donde  $F_1$  corresponde al número de Froude aguas arriba,  $K$  es igual a 1 para vertederos de pared delgada,  $h$  es la altura del umbral del vertedero y  $p$  es el paramento, definido como cero para el presente análisis.

$$C_d = \left( 0.611 + \sqrt{1 - \frac{3F_1^2}{F_1^2 + 2}} \right) \quad [1]$$

$$C_d = (0.81 - 0.6F_1)K \quad [2]$$

$$C_d = 1.06 \left( \left( \frac{14.14p}{8.15p+h} \right)^{10} + \left( \frac{h}{h+p} \right)^{15} \right)^{-0.1} \quad [3]$$

$$C_d = \frac{3}{2} (0.45 - 0.22F_1^2) \quad [4]$$

Tabla 17.- Coeficiente de descarga calculado.

Metodología	Tr = 5 años		Tr = 25 años	
	Cd [-]	Cd promedio [-]	Cd [-]	Cd promedio [-]
Cheong (1991)	0.666	0.671	0.675	0.695
Swamme (1988)	0.710		0.686	
Raju et al (1979)	0.710		0.810	
Subramanya y Awashty (1972)	0.599		0.611	

Tomando en consideración lo anterior, se estableció que el  $y_n$  a través de las ventanas laterales será de 6 cm para un periodo de retorno de 5 años, con un caudal de 0.028 m<sup>3</sup>/s y de 9 cm con un caudal de 0.048 m<sup>3</sup>/s para el periodo de retorno de 25 años. Considerando que la ventana de ingreso tendrá una altura de 15 cm, para un periodo de retorno de 25 años se podrá tener un borde libre de 6 cm, evitando así que las ventanas entren en carga y que se generen eventos de inundación en la vía.

Una vez establecido el caudal de ingreso por cada una de las ventanas, se definió que, la subsección de almacenamiento ubicada entre la abscisa 0+166.5 y 0+220, corresponde a la subsección más alta por lo que tendrá únicamente una entrada. El flujo que ingrese por esta entrada será totalmente retenido hasta la máxima capacidad del embalse (25 m<sup>3</sup>) la cual se alcanzará únicamente en eventos de precipitación repetitivos y/o con un periodo de retorno mayor a 25 años. Una vez se alcance el nivel máximo de almacenamiento, el flujo será descargado a través de un vertedero de excesos. La curva de descarga que relaciona la altura hidráulica del vertedero con el caudal se determina mediante la ecuación [5], donde  $Q$  corresponde al caudal que fluye a través del vertedero,  $C$  es el coeficiente de descarga,  $L$  es la longitud efectiva y  $H$  la profundidad hidráulica sobre la gola del vertedero.

$$Q = CLH^{3/2} \quad [5]$$

Por lo tanto, se tiene que la relación biunívoca entre el nivel del embalse y el caudal descargado depende de la longitud efectiva y el coeficiente de descarga, los cuales varían en función de la altura sobre el vertedero. La longitud efectiva del vertedero  $L$  se determina a partir de la ecuación [6], la cual tiene en cuenta la contracción de la corriente efectiva del flujo debido al efecto de los machones y los estribos.

$$L = L_0 - 2(NK_p + K_a)H \quad [6]$$

En esta ecuación  $L_0$  corresponde al ancho útil del vertedero,  $N$  al número de pilas y  $H$  a la profundidad hidráulica del vertedero. Para los machones y estribos se incluyen los coeficientes de contracción  $K_a$  y  $K_p$ , respectivamente. Debido a que el vertedero no dispone de machones, el valor de la variable  $N$  es cero y no se tiene en cuenta el valor de  $K_p$ . Los valores de  $K_a$  se estimaron a partir de la gráfica 111-3/1 del HDC.

Por su parte, el coeficiente de descarga del vertedero es modificado por cuatro efectos: i) Profundidad de aproximación y paramento vertical, ii) alturas distintas a la de diseño, iii) paramento inclinado de la estructura y iv) descarga sumergida aguas abajo. En base a lo anterior, se estableció la curva de descarga del vertedero considerando profundidades hidráulicas del vertedero hasta de 0.40 m (Figura 88), la cual corresponde a la máxima descarga sin borde libre. Cuando el vertedero entre en funcionamiento, aumentarán los niveles de la subsección de tránsito de flujo (subsección 1) hasta alcanzar el equilibrio hidráulico con la sección 1.

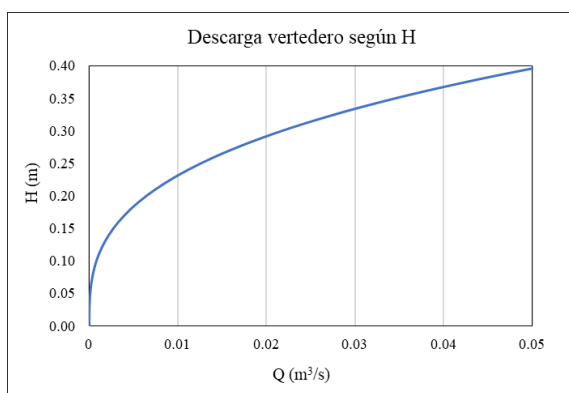


Figura 88.- Curva de descarga del vertedero.

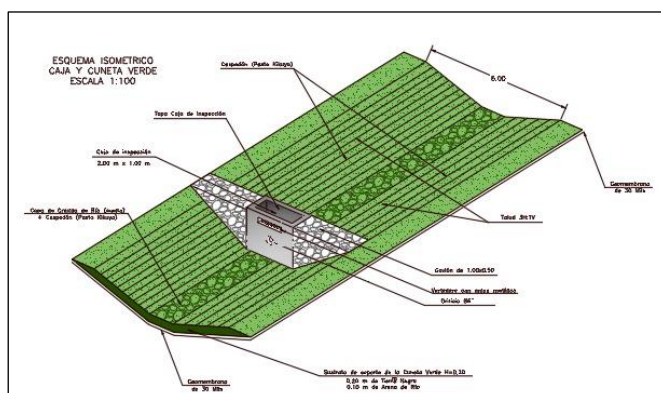


Figura 89.- Barrera de detención compuesta por un sistema de orificio y vertedero.

Se diseñó la barrera entre la sección 1 y la subsección de tránsito de flujo para que operara como estructura con doble sistema de rebose: orificio y vertedero, en caso de que se superen los niveles establecidos de embalse (Figura 89). El funcionamiento hidráulico del orificio depende de las características del evento de lluvia y de su periodicidad ( $T_r$ ), en la medida en que se superen los límites de embalse establecidos en la sección 1 y en la subsección de tránsito. Para este caso, se evaluó que el diámetro del orificio corresponda a 0.20 m, el cual podrá manejar un caudal máximo de  $0.0512 \text{ m}^3/\text{s}$  con una cabeza hidráulica máxima de 0.42 m, con respecto a la cota clave de la tubería (Figura 90).

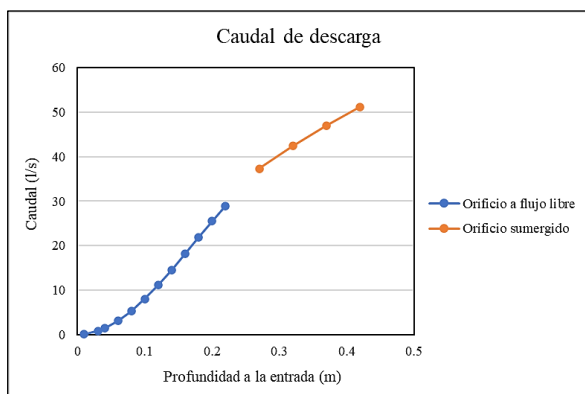
Lo anterior fue condicionado para que la descarga no sea mayor a  $0.080 \text{ m}^3/\text{s}$  y con esto se retrase aún más el tiempo de entrega del flujo al sistema de alcantarillado convencional. A continuación, se presentan las ecuaciones utilizadas para determinar el caudal de descarga cuando el orificio se comporta a descarga libre [7,8,9] y como orificio sumergido [10], donde  $\phi$  y  $\mu$  son coeficientes,  $D$  es el diámetro del orificio y  $h$  la altura del flujo sobre el orificio;  $C_d$  corresponde al coeficiente de descarga que se tomó como 0.65 de acuerdo con Chanson (2004). Si la lámina de agua supera la cabeza hidráulica máxima de 0.42 m sobre el orificio, se dará inicio a una doble descarga de flujo a través de un vertedero de excesos, el cual tendrá el mismo criterio de diseño hidráulico que el vertedero utilizado en la barrera de la subsección de almacenamiento.

$$Q = \mu \phi 10 D^{2.5} \quad [7]$$

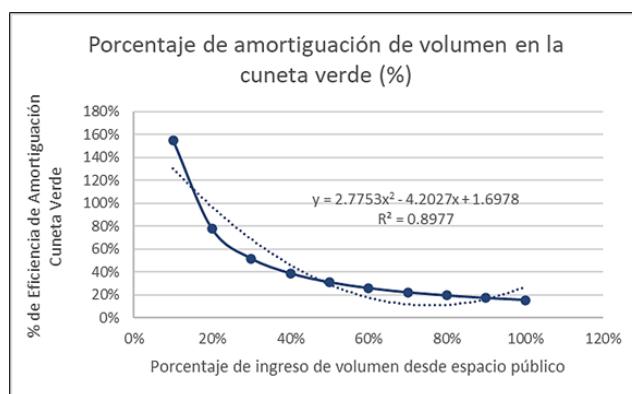
$$\phi = 10.12 \left(\frac{h}{D}\right)^{1.975} - 2.66 \left(\frac{h}{D}\right)^{3.78} \quad [8]$$

$$\mu = 0.555 + \frac{1}{110 \frac{h}{D}} + 0.041 \frac{h}{D} \quad [9]$$

$$Q = 1000 C_d \pi D^{0.5} \sqrt{2g \left(h - \frac{D}{2}\right)} \quad [10]$$



**Figura 90.-** Descarga de caudal en la estructura a través de vertedero y orificio.



**Figura 91.-** Porcentaje de amortiguación de volumen de la cuneta verde.

Como resultado, se estimó un volumen de almacenamiento en la cuneta verde de  $69.62 \text{ m}^3$  para un periodo de retorno de 25 años, el cual se tomará como la capacidad máxima del embalse para el análisis de amortiguamiento. En este sentido, se estableció una relación entre el porcentaje de volumen de escorrentía que ingresa a la cuneta verde desde el espacio público y la vía, entre el tramo de los pozos de alcantarillado pluvial, y el porcentaje de amortiguación generado por la misma. Se destaca que en el análisis no se tomaron en cuenta los aportes de los sumideros que se encuentran en contra peralte del sistema. Como se aprecia en la Figura 91, el volumen de amortiguación de la cuneta verde es directamente proporcional al volumen de escorrentía de ingreso, lo que permite concluir que

cuando los eventos de precipitación sean esporádicos y/o de baja intensidad los volúmenes de amortiguamiento serán mayores al 50%, y disminuirán a medida que aumente la frecuencia de ocurrencia de eventos de lluvia.

El flujo entregado a través del orificio en la barrera de la sección 1, transitará por una tubería de conexión hasta el pozo de alcantarillado pluvial. Este tramo cumple con los parámetros de diseño establecidos para la ciudad de Bogotá, al operar bajo una relación de llenado ( $y/D$ ) de 69.67% y un esfuerzo cortante ( $\tau$ ) de 0.67 Kg/m<sup>2</sup>.

## MEDIDAS DE ECOHIDROLOGÍA

Las medidas de ecohidrología incorporadas en el diseño están en línea con los principios de EH planteados por Zalewski (2000). En primer lugar, la generación de embalses en la cuneta verde se enfoca en la alteración del ciclo hidrológico por efectos antrópicos ya que permite aumentar el volumen de agua retenida, mitigando flujos extremos y estrés hidrológico en la zona. Adicionalmente, su forma sinuosa ayuda a la retención de sedimentos en procesos estacionarios que serán establecidos a través de los meandros de la cuenta verde, generado así que estos espacios sedimentarios sean propensos para el soporte de determinado tipo de vegetación y fauna silvestre.

En segundo lugar, a partir de la incorporación de especies vegetales asociadas a ecosistemas de humedal, será posible mejorar la calidad del agua estacionaria y en proceso de tránsito por la cuneta verde. Para este fin, se realizará un análisis de distribución espacial y composición de vegetación nativa, tomando en consideración que ésta determina la eficiencia de remoción de contaminantes por parte de la estructura (UNEP, 2002).

Por último, se proyecta que la cuneta verde con lámina de agua permanente y tránsito de flujo de embalse, fomente la creación de nuevos sitios de anidación y hábitat, promoviendo la biodiversidad de fauna silvestre, la cual colonizará paulatinamente la cuneta verde y sus zonas colindantes. La distribución temporal y espacial de la precipitación condicionarán el crecimiento y adaptación de la flora y fauna.

## CONCLUSIONES

A partir del proceso descrito en la presente investigación, es posible comprobar la viabilidad de diseñar e implementar tipologías de SUDS que incluyan medidas de EH en áreas densamente urbanizadas. En ese sentido, la cuneta verde propuesta, corresponde a la primera estructura con estas características, y tiene como objetivo sincronizar la gestión del volumen y calidad de escorrentía con la generación de hábitats naturales para la permanencia y tránsito de especies de fauna silvestre. Por todo lo anterior, esta estructura se proyecta como un referente de drenaje sostenible en proyectos de infraestructura de transporte financiado con inversión pública a nivel nacional e internacional.

Se estima que luego de finalizar la etapa constructiva de la tipología de SUDS, proyectada para el primer semestre del 2023, se realice una evaluación hidráulica de la captación, embalse, tránsito y entrega del flujo al alcantarillado pluvial, a través de ensayos en campo e implementación de sensores para control en tiempo real. Adicionalmente, se ejecutará la siembra de las especies de humedal, favoreciendo así, la colonización de la fauna silvestre. Los beneficios ecohidrológicos relacionados con la fauna y flora serán monitoreados y evaluados en una tercera etapa de operación, la cual se llevará a cabo una vez las especies se consoliden.

A partir de la implementación de SUDS, en el caso particular de una cuneta verde con lámina de agua y tránsito de flujo de embalse se generarán co-beneficios como la creación de espacios urbanos con un mayor nivel agrado y pertenencia debido al incremento en las oportunidades de interacción entre los habitantes del área, el aumento en el valor de las propiedades aledañas y un incremento en la capacidad de la zona de intervención para mitigar los efectos del cambio climático, en línea con el Plan Distrital de Desarrollo de Bogotá, la Política Nacional de Cambio Climático, los compromisos del Grupo de Liderazgo Climático C40 Cities, entre otras agendas ambientales.

## AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a todas las entidades de la Alcaldía Mayor de Bogotá, por aunar esfuerzos hacia el reverdecimiento y la sostenibilidad de la ciudad.

## REFERENCIAS

- Briers, R. A.** (2013). “Invertebrate communities and environmental conditions in a series of urban drainage ponds in eastern Scotland: implications for biodiversity and conservation value of SUDS”. *Clean Soil Air Water* 42(2):193-200. <https://doi.org/10.1002/clen.201300162>
- Chanson, H.** (2004). *Hydraulics of open channel flow*. Elsevier.
- Cheong, H. F.** (1991). “Discharge coefficient of lateral diversion from trapezoidal channel”. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 117(4), 461-475.
- Fenner, R.** (2017). “Spatial evaluation of multiple benefits to encourage multi-functional design of sustainable drainage in blue-green cities”. *Water* 9(12):953. <https://doi.org/10.3390/w9120953>
- Hamer, A. J. y McDonnell, M. J.** (2008). “Amphibian ecology and conservation in the urbanising world: a review”. *Biological Conservation* 141(10):2432-2449. <https://doi.org/10.1016/j.biocon.2008.07.020>
- Hassall, C. y S. Anderson.** (2015). “Stormwater ponds can contain comparable biodiversity to unmanaged wetlands in urban areas”. *Hydrobiologia* 745:137-149. <https://doi.org/10.1007/s10750-014-2100-5>
- IPCC. (2022).** *Summary for Policymakers. In: Climate Change 2022: Mitigation of Climate Change. Contribution of Working Group III to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change.* Cambridge University Press, Cambridge, UK and New York, NY, USA. doi: 10.1017/9781009157926.001.
- Martínez, Y. y Villalejo, V.** (2019). “Ecohidrología-Ecohidráulica: claves para la gestión integrada de los recursos hídricos”. *Ingeniería Hidráulica y Ambiental*, 40(2), 95-109.
- Nuttle, W. K.** (2002). “Is ecohydrology one idea or many?”. *Hydrological Sciences Journal*, 47(5), 805-807.
- Raju, K. G., Gupta, S. K. y Prasad, B.** (1979). “Side weir in rectangular channel”. *Journal of the Hydraulics Division*, 105(5), 547-554.
- Subramanya, K. y Awasthy, S. C.** (1972). “Spatially varied flow over side-weirs”. *Journal of the Hydraulics Division*, 98(1), 1-10.
- Swamee, P. K.** (1988). “Generalized rectangular weir equations”. *Journal of Hydraulic Engineering*, 114(8), 945-949.
- UNEP (2022).** *Guidelines for the Integrated Management of the Watershed Phytotechnology and Ecohydrology Freshwater Management Series No. 5.*
- Wagner, I. y Breil, P.** (2013). “The role of ecohydrology in creating more resilient cities”. *Ecohydrology & Hydrobiology*, 13(2), 113-134.
- Zalewski, M.** (2000). “Ecohydrology—the scientific background to use ecosystem properties as management tools toward sustainability of water resources”. *Ecological engineering*, 16(1), 1-8.
- Zalewski, M.** (2021). “Ecohydrology: An Integrative Sustainability Science”. *Hydrology* (pp. 53-61). IntechOpen.

# INUNDACIONES EN INTERCAMBIOS VIALES A DESNIVEL, TÚNELES VIALES Y SUS ESTRATEGIAS DE GESTIÓN

Juan Daniel Ríos A.<sup>1</sup> y Andrés Torres<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Universidad Cooperativa de Colombia, Colombia

<sup>2</sup> Pontificia Universidad Javeriana, Colombia

juan.riosar@campusucc.edu.co, andres.torres@javeriana.edu.co

## Introducción

Debido al cambio climático se esperan eventos de precipitación extrema de mayor frecuencia e intensidad (Nilsen et al., 2011). Lo que afecta directamente a los sistemas de drenaje urbano con sobrecargas más severas y frecuentes. Estas problemáticas se han vuelto tan frecuentes que han surgido las denominadas curvas de daño (Martínez-Gomariz et al., 2019) que son la relación de los daños producidos para un cierto nivel de agua.

Así las cosas, han surgido múltiples iniciativas como el Proyecto europeo RESCCUE (Russo et al., 2020) donde se evalúa la resiliencia de los servicios urbanos ante episodios de inundación, además de, otras propuestas que buscan evaluar la eficacia de las técnicas de desarrollo de bajo impacto (Pour et al., 2020), puesto que la impermeabilización del suelo está propiciando respuestas hidrológicas de mayor magnitud y velocidad. En el presente trabajo se analizan las estrategias de gestión de inundación en una serie de infraestructuras viales urbanas, particularmente, se analizan dos intercambios viales a desnivel (Minorista - Figura 1 y Bulerías - Figura 2) y dos túneles viales (Parques del Río - Figura 3) localizados en Medellín (Colombia).

Además, se analizan que medidas adicionales se pueden implementar para evitar nuevas inundaciones y si los denominados sistemas urbanos de drenaje sostenible (SUDs) pueden ser una opción viable.

(ZCIT) sobre el territorio” (SIATA, 2018). Las temporadas secas ocurren durante los trimestres Diciembre - Enero - Febrero y Junio - Julio - Agosto mientras que las temporadas de lluvia durante los meses intermedios, es decir, Marzo - Abril - Mayo y Septiembre - Octubre - Noviembre. Por otro lado, la mayor parte de los eventos aquí analizados han ocurrido durante las temporadas de lluvia y durante la tarde o noche puesto que el régimen pluviométrico está caracterizado por lluvias convectivas de gran intensidad y de corta duración, que ocurren principalmente en horas de la tarde y lluvias estratiformes en las horas de la madrugada.



Figura 3.- Inundación túneles viales Parques del Río, 05/04/2021.

Fuente: fotografía del autor.



Figura 1.- Inundación intercambio vial a desnivel Minorista, 16/07/2015. Fuente: <https://www.elcolombiano.com/>.



Figura 2.- Inundación intercambio vial a desnivel Bulerías, 22/11/2019. Fuente: fotografía del autor.

## Datos y metodología

Para analizar los fenómenos de inundación que se presentan en el intercambio vial a desnivel de la Minorista se empleó la modelación hidráulica existente (Figura 4) desarrollada en el software Storm Water Management Model (SWMM) de la Agencia de Protección del Medio Ambiente de los Estados Unidos (EPA).

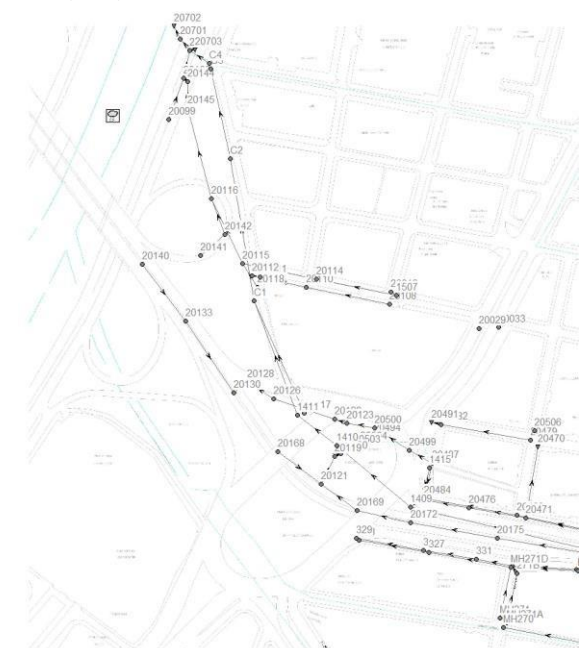


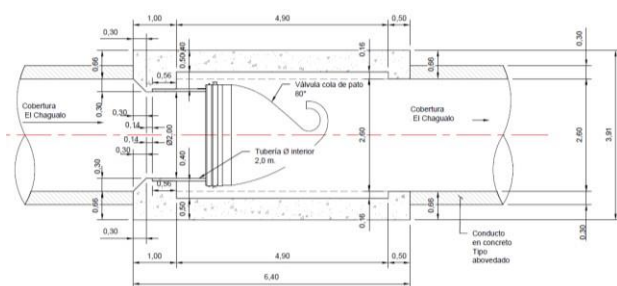
Figura 4.- Geometría modelo hidráulico deprimido de la Minorista. Fuente: EPM E.S.P.

La climatología local se caracteriza por: “dos temporadas secas (con valores de precipitación bajos) y dos temporadas de lluvias, condicionadas por el paso de la zona de convergencia intertropical



Por otro lado, para analizar las inundaciones en los túneles viales de Parques del Río se empleó el modelo HECRAS (River Analysis System), desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros Militares de los Estados Unidos (U.S. Army Corps of Engineers-Hydrologic Engineering Center - HEC), el cual permite al usuario realizar cálculos de niveles de flujo, velocidades, esfuerzos entre otras variables hidráulicas. Además, se han recopilado las estrategias de gestión implementadas en cada una de las tres (3) obras para mitigar los fenómenos de inundación:

1. Intercambio vial a desnivel Minorista: la estrategia de mitigación implementada en esta obra se enfocó en el punto de descarga del drenaje al río Medellín, donde se instaló una válvula pico de pato en la cobertura que entrega al río (Figura 5), con el fin de evitar que el agua que circula por el río en creciente ingrese al sistema de alcantarillado y lo presurice.



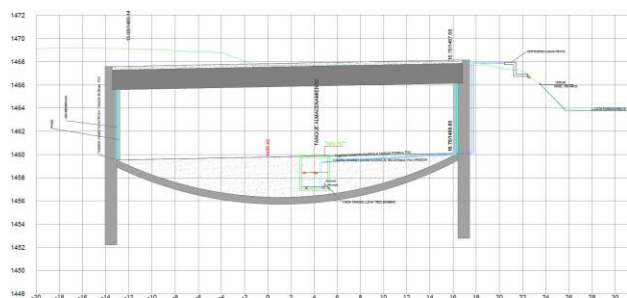
**Figura 5.-** Válvula pico de pato instalada en descarga del drenaje del intercambio vial a desnivel Minorista. Fuente: EPM E.S.P.

2. Intercambio vial a desnivel Bulerías: se construyeron dos nuevas cámaras de inspección y captación (Figura 6), las cuales si bien no solucionan el problema definitivamente, permiten evacuar las inundaciones en un tiempo menor.



**Figura 6.-** Cámara de captación en intercambio vial a desnivel Bulerías. Fuente: fotografía del autor.

3. Túneles viales de Parques del Río: ambos túneles o soterrados cuentan con una serie de tanques de almacenamiento y sistemas de bombeo independientes (Figura 7) que permiten evacuar tanto el agua de escorrentía superficial que llega por las rampas de acceso como el agua producto de los desbordamientos del río Medellín.



**Figura 7.-** Tanques de almacenamiento y sistemas de bombeo entúneles viales Parques del Río. Fuente: EDU.

## Resultados

Del análisis con el modelo SWMM se identifica que la inclusión de la válvula pico de pato mejora el funcionamiento hidráulico del sistema puesto que a pesar de que se presenta presurización de la red en el tramo aguas arriba de la descarga al río, el nivel del agua no alcanza a superar la profundidad de las cámaras de inspección y luego del paso de la creciente en el río la red puede entregar el agua acumulada en el sistema.

Por otro lado, del análisis con el modelo hidráulico HECRAS se observa que la creciente extraordinaria que se presentó durante la noche del 05 de abril de 2021, supera el caudal para 100 años de periodo de retorno estimado por la Red de Monitoreo Ambiental en la Cuenca Hidrográfica del Río Aburrá con el cual se vienen realizando los diseños de repotenciación del canal del río Medellín.

## Discusión

Los tres casos de estudio aquí analizados muestran que a pesar de que la ciudad de Medellín cuenta con un buen sistema de alcantarillado pluvial, aún persisten algunos puntos críticos como los intercambios viales a desnivel y los túneles viales, cuyo comportamiento hidráulico está condicionado en gran medida por los sitios de descarga al río Medellín, el cual presenta hoy en día crecientes mucho más grandes y duraderas que no permiten la descarga de los colectores de alcantarillado, sin dejar atrás dos hechos importantes: 1) el aumento de los eventos extremos de precipitación y 2) el aumento de la impermeabilización en gran parte de las cuencas tributarias.

## Conclusiones

Podemos concluir que Medellín ha avanzado en la gestión de las inundaciones urbanas, sin embargo, aún falta impulsar más la implementación de los denominados sistemas urbanos de drenaje sostenible pues en el contexto de cambio climático y eventos de mayor intensidad, la visión clásica de evacuar toda el agua de escorrentía durante el evento pierde su efectividad.

## Referencias

- Martínez-Gomariz, E., Guerrero-Hidalga, M., Russo, B., Yubero, D., Gómez, M., & Castán, S. (2019).** Desarrollo y aplicación de curvas de daño y estanqueidad para la estimación del impacto económico de las inundaciones en zonas urbanas españolas. *Ingeniería Del Agua*, Vol. 23, Núm. 4 (2019). <https://doi.org/10.4995/ia.2019.12137>
- Nilsen, V., Lier, J. A., Bjerkholt, J. T., & Lindholm, O. G. (2011).** Analysing urban floods and combined sewer overflows in a changing climate. *Journal of Water and Climate Change*, 2(4), 260–271. <https://doi.org/10.2166/wcc.2011.042>
- Pour, S. H., Wahab, A. K. A., Shahid, S., Asaduzzaman, M., & Dewan, A. (2020).** Low impact development techniques to mitigate the impacts of climate-change-induced urban floods: Current trends, issues and challenges. *Sustainable Cities and Society*, 62, 102373. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.scs.2020.102373>
- Russo, B., Velasco, M., Monjo, R., Martínez-Gomariz, E., Sánchez, D., Domínguez, J. L., ... Gonzalez, A. (2020).** Evaluación de la resiliencia de los servicios urbanos frente a episodios de inundación en Barcelona. *El Proyecto RESCUE. Ingeniería Del Agua*, Vol. 24, Núm. 2 (2020). <https://doi.org/10.4995/ia.2020.12179>
- SIATA (2018).** Segunda Temporada de lluvias 2018. Tomado de: [https://siata.gov.co/sitio\\_web/index.php/noticial](https://siata.gov.co/sitio_web/index.php/noticial)

## PARQUE ORLA PIRATININGA – INFRAESTRUTURA SUSTENTÁVEL PARA RECUPERAÇÃO DE UM SISTEMA LAGUNAR URBANO

Camille Alves Duque Ribeiro<sup>1</sup>, Dionê Maria Marinho Castro<sup>2</sup>  
Mônica de Aquino Galeano da Hora Rocha<sup>3</sup>

Prefeitura Municipal de Niterói

Endereço: Rua Cel. Gomes Machado, Número 258, Bairro Centro, CEP: 24020-111

Niterói, Rio de Janeiro, Brasil

<sup>1</sup>ma.ugpcaf@gmail.com; <sup>2</sup>dionecastro.prefniteroi@gmail.com; <sup>3</sup>monica.ugpcaf@gmail.com

### RESUMO:

O Parque Orla Piratininga - POP é um subprograma do Programa Região Oceânica Sustentável, elaborado pelo Consórcio Ilhas Ecológicas de Piratininga, em 2020, e encontra-se em fase de execução pela Prefeitura Municipal de Niterói. Trata-se de novo conceito urbanístico/ambiental para a melhoria de sistema lagunar urbano significativamente degradado por ocupação desordenada e lançamento de esgoto *in natura*, há mais de quatro décadas. A finalidade do POP é criar um ambiente que priorize a recuperação dos ecossistemas naturais e, ao mesmo tempo, contribua para aproximar o ser humano da natureza, ainda que em um contexto urbano e, para tanto, estão sendo adotadas técnicas buscando Soluções Baseadas na Natureza - SbN. O projeto prevê a implantação de três sistemas de Jardins Filtrantes, 10 píeres; 10,6 Km de ciclovia, 17 praças com diversos equipamentos públicos para práticas de recreação, contemplação e atividades físicas, 1 Centro Ecocultural; mirantes; passarelas e estruturas sustentáveis para a guarda de canoas e equipamentos de pesca. Tendo como premissa teórica o pensamento sistêmico na sua concepção e implantação, este projeto inovador vem ensejando o exercício do senso de territorialidade dos moradores a partir de sua participação, opinando desde o projeto básico, o que vem intensificando neles o sentido de pertencimento a esse espaço público. Dessa forma, o POP possibilitará também a educação ambiental, proporcionando um cenário de conscientização e importância de preservação dos sistemas lagunares urbanos.

### ABSTRACT:

Parque Orla Piratininga – POP is a subprogramme of Ocean Region Sustainable Program (PRO Sustentável), it was developed by the Consórcio Ilhas Ecológicas de Piratininga, in 2020, and is a project that is has being implemented by the city hall team in Niterói. It is a new urban/environmental concept to treat a lagoon system highly degraded due to disorderly occupation and the sewage ejection, for more than four decades ago. From a Nature-Based Solution (NBS), the purpose of POP is create an environment that prioritizes natural ecosystems and that brings human beings closer to this natural environment, even if in an urban context. The design features are: the implementation of 3 wetland's system; 10 piers; 10.6 km of bike path; 17 public squares with various public facilities for recreation, contemplation and physical activities; 1 Eco Cultural Center; observatories, several footbridges and sustainable structures for storing fishing equipment. From a systemic thinking, since the concept to the implementation, this innovative project stimulated the population's participation since the beginning and, because of that, has allowed to apriorate people's sense of belonging to this public space. Thus, POP will also enable environmental education increase, providing a scenario of awareness and the importance of preserving urban lagoon systems.

**PALAVRAS-CHAVES:** Parque Orla Piratininga, Solução Baseada na Natureza, Jardim Filtrante.

## INTRODUÇÃO

Após a abertura da ponte Presidente Costa e Silva - também denominada popularmente de ponte Rio-Niterói - na década de 70, houve um acelerado e expressivo crescimento da Região Oceânica do município de Niterói, localizado no estado do Rio de Janeiro, Brasil. A partir de então, o modelo de ocupação adotado, tanto nas áreas formais quanto nas áreas de ocupação informal, em geral, não considerou as dinâmicas ambientais pré-existentes à ocupação urbana. Como reflexo, os corpos hídricos da região vêm apresentando queda de desempenho das suas funções ecossistêmicas, especialmente, às relacionadas ao ciclo hidrológico e à ciclagem de nutrientes, devido, principalmente, ao despejo de resíduos sólidos, ao lançamento de efluentes *in natura* e alteração do regime hídrico em consequência da completa canalização dos Rios (PMN, 2016).

Com o intuito de reverter e minimizar os processos de degradação dos corpos hídricos, a Prefeitura Municipal de Niterói – PMN está implantando o Programa Região Oceânica Sustentável – PRO Sustentável, no âmbito do empréstimo junto à Corporação Andina de Fomento – CAF, sendo a Unidade de Gestão do Programa – UGP-CAF a quem compete a administração geral, técnica e financeira do Programa. O PRO Sustentável tem o objetivo de promover a sustentabilidade ambiental na Região Oceânica de Niterói, buscando o equilíbrio entre os aspectos ambientais, sociais e financeiros. As ações de cunho ambiental buscam, mitigar os efeitos nocivos já observados nas bacias hidrográficas dos principais cursos d’água e reverter processos de degradação, especialmente, por meio de técnicas de bioengenharia e as demais relativas às Soluções Baseadas na Natureza – SbN. No que concerne aos aspectos financeiros, busca-se proporcionar alternativas economicamente viáveis, visando o custo-benefício mais apropriado a cada novo desafio enfrentado na criação de novas soluções. Já com as ações sociais, busca-se integrar a população de modo a atraí-la como coprotagonista do projeto, apropriando-se da infraestrutura sustentável e urbana e, assim, garantindo a integridade dos processos por mais tempo.

Um dos principais componentes do PRO Sustentável é o Parque Orla Piratininga Alfredo Sirkis – POP, que consiste em um parque público ao redor da Lagoa de Piratininga, **figura 1**. O propósito do POP é criar, por meio de SbN, um ambiente que priorize a recuperação da Lagoa, valorize e respeite os ecossistemas naturais e que aproxime o ser humano desse meio natural, ainda que em um contexto urbano.

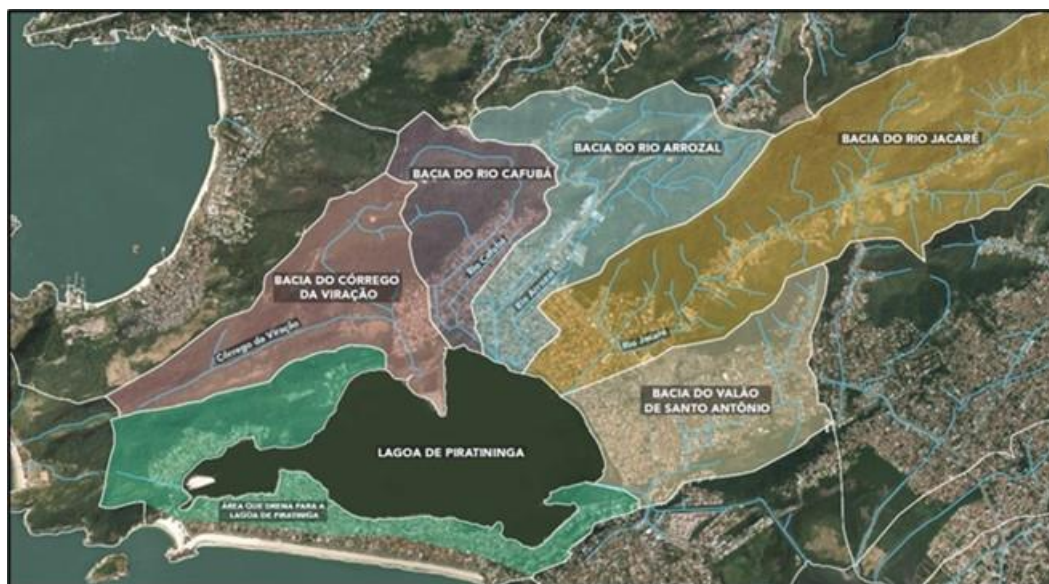


**Figura 1.-** Localização da Lagoa de Piratininga e do POP, Niterói-RJ, Brasil.

Fonte: PMN, 2022.

## A LAGOA DE PIRATININGA

Atualmente, a Lagoa de Piratininga compreende uma área de 2,87 km<sup>2</sup> e tem profundidade média de 0,6 m atingindo a profundidade máxima de 1,5 m. Em virtude da intensa urbanização ocorrida, a Faixa Marginal de Proteção - FMP da Lagoa de Piratininga possui reduzidos trechos de mata ciliar. Os principais Rios contribuintes da Lagoa são: Cafubá, Arrozal e Jacaré, **figura 2**.



**Figura 2.-** Bacias Hidrográficas contribuintes à Lagoa de Piratininga.

Fonte: PMN, 2020

A bacia total de drenagem contribuinte para a Lagoa de Piratininga envolve uma área de, aproximadamente, 1.900 hectares (ha), composta, dentre outras, pelas sub-bacias dos Rios Jacaré (600 ha), Arrozal (297 ha) e Cafubá (167 ha). O Rio Jacaré possui, aproximadamente, 6 km de extensão e desnível de 185 m entre a nascente e o deságue, com declividade média em torno de 3%. O Rio Arrozal possui, aproximadamente, 3 km de extensão e desnível de 136 m, entre a nascente e o deságue, com declividade média em torno de 4,5%. O Rio Cafubá possui, aproximadamente, 2,9 km de extensão e desnível de 227 m entre a nascente e o deságue, com declividade média em torno de 7,83% (HYDROSCIENCE, 2020).

Outro aspecto a ser destacado, refere-se às áreas antropizadas e ocupadas irregularmente, aumentando a degradação ambiental. Além disso, a entrada de água do mar, através da execução de canal artificial, possibilitou o aumento da salinidade na Lagoa, interferindo diretamente na vida ecossistêmica e pesqueira da região. Dessa forma, atualmente, a Lagoa é um cenário de intensa degradação socioambiental, apresentando consideráveis problemas de contaminação por esgoto doméstico e poluição por resíduos sólidos (Cunha, 1996; Lavenère-Wanderley, 1999; Kuchler *et al.*, 2005 *apud* Hydroscience, 2020).

A saúde ecológica da Lagoa de Piratininga é definida pela presença de um conjunto de ambientes ecológicos existentes na interface entre a água e a terra. São áreas úmidas, importantes ecossistemas em termos de biodiversidade, com papel funcional de proteção das margens da Lagoa: brejos, matas ciliares, manguezais, entre outros. Por agregar características distintas de diversos ecossistemas diferentes, as áreas úmidas possuem grande relevância ambiental para a manutenção da biodiversidade, tanto de espécies endêmicas da região, como é o caso do lagarto de vidro (*Brasiliscincus agilis*), quanto de espécies terrestres. Além disso, têm papel importante no ciclo hidrológico, já que os locais de áreas úmidas podem ampliar a capacidade de retenção de água dos corpos hídricos, além de serem naturalmente, locais propícios para promover o múltiplo uso das águas pelos seres humanos (PMN,2020).

## O POP E A SUA IMPLANTAÇÃO

O projeto do Parque Orla Piratininga – POP foi elaborado pelo Consórcio Ilhas Ecológicas de Piratininga, em 2020. Foi concebido conceitualmente e está sendo realizado sob as premissas do pensamento sistêmico cujos pilares são (i) a complexidade, (ii) a irreversibilidade, e (iii) a intersubjetividade, o que significa, respectivamente, (i) considerar e atuar sobre todos os elementos constituintes do sistema ambiental em transformação, (ii) criação de novos equilíbrios ambientais, e (iii) envolvimento dos moradores e usuários enquanto constituintes primazes do sistema ambiental, objeto das obras.

O POP tem a finalidade de revitalizar a área em torno da Lagoa de Piratininga por meio da implantação de infraestrutura para a recuperação ecossistêmica, adotando paisagismo ecológico, bem como implantando equipamentos de esporte e lazer, sistema de iluminação pública e requalificando as vias e acessos em seu entorno.

Mais especificamente, estão sendo implantados três sistemas de Jardins Filtrantes para tratamento de águas dos Rios Cafubá, Arrozal e Jacaré, adotando SbN. Além disso, serão construídos: dez píeres, sendo quatro de contemplação e seis de pesca, estes próximos às estruturas de apoio aos pescadores; 10,6 km de ciclovia e caminho de pedestres, constituindo a via-parque; 17 praças com diversos equipamentos públicos para práticas de recreação, contemplação e atividades físicas; o Centro Ecocultural com 2.800 m<sup>2</sup>, incluindo restaurante panorâmico, guarderia e bicicletário no térreo e espaço para exposições técnico-científicas no mezanino; três mirantes e diversas passarelas sobre os Jardins Filtrantes. Ao longo da Via-Parque, parte das águas superficiais que escoam para a Lagoa de Piratininga serão tratadas por meio de biovaletas já implantadas. Na **tabela 1**, consta resumo do funcionamento dos sistemas de Jardins Filtrantes no POP, adotando SbN, realizado, principalmente, por processo de fitorremediação.

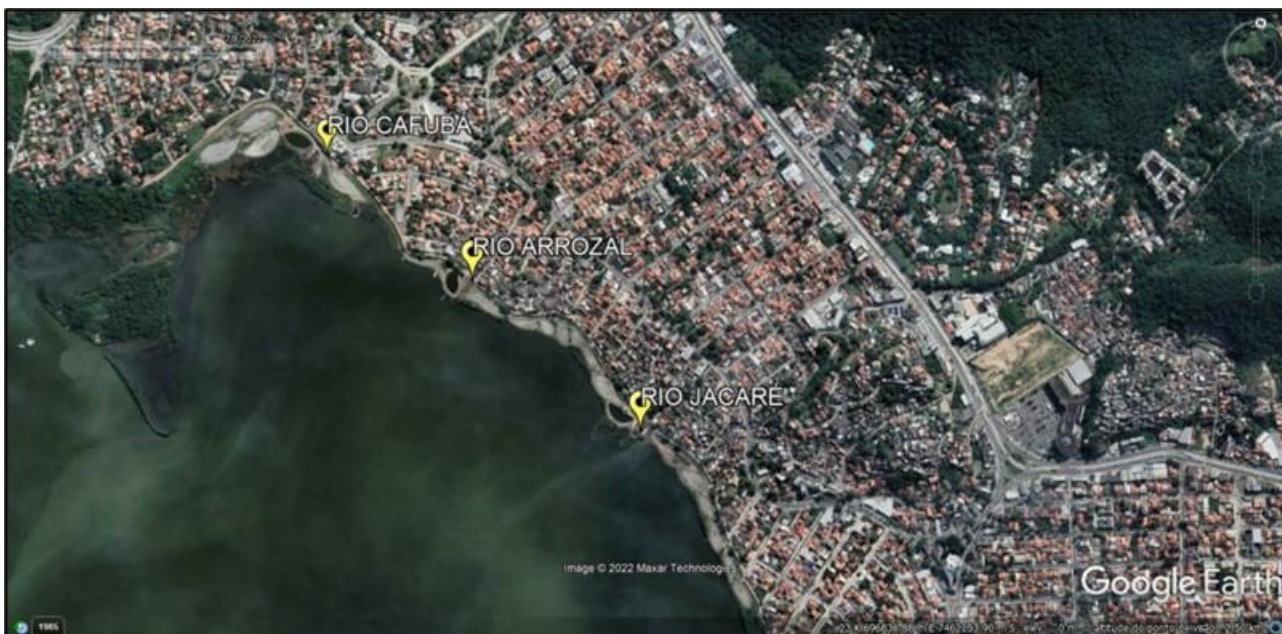
**Tabela 1.-** Sistema de Tratamento de Águas do POP

ELEMENTO	QUANTIDADE	PRINCIPAL FUNÇÃO	Status
Sistemas de Jardins Filtrantes - Tratamento das águas fluviais dos Rios Cafubá, Arrozal e Jacaré			
Vertedouro	3	Direcionar as águas dos Rios, por meio de orifícios localizados na lateral da estrutura, às Bacias de Sedimentação. Os vertedouros estão localizados na foz dos Rios.	Os vertedouros dos Rios Arrozal e Jacaré estão finalizados.
Bacia de Sedimentação	4	Separar os componentes, por meio da ação gravitacional durante o período de detenção da água neste local. Dessa forma, ocorre a deposição dos sólidos mais densos no fundo da Bacia.	Todas as Bacias de Sedimentação estão finalizadas.
Jardim Filtrante	17	Diminuir a toxicidade dos compostos orgânicos dos Rios, que deságuam na Lagoa de Piratininga.	As obras civis dos Jardins Filtrantes estão finalizadas. Falta plantio.
Tratamento das águas que escoam superficialmente ao longo da Via-Parque em direção à Lagoa de Piratininga			
Biovaleta	6 km	Diminuir a toxicidade dos compostos orgânicos das águas que escoam superficialmente pela via pavimentada, a montante, em direção à Lagoa de Piratininga.	As obras civis das biovaletas estão finalizadas. Falta o plantio em alguns locais.

A previsão de término de execução das obras do POP é para o final do ano de 2022. O primeiro sistema de Jardins Filtrantes que entrará em funcionamento é o do Rio Cafubá. Ressalta que haverá um monitoramento constante dos índices de qualidade da água na entrada e na saída de cada sistema de Jardim Filtrante. A **foto 1** apresenta a imagem aérea das obras do Sistema de Jardins Filtrantes do Rio Arrozal, em andamento no POP. A Figura 3 mostra uma imagem do *Google Earth* do sistema completo de Jardins Filtrantes do POP.



**Foto 1.-** Sistema de Jardins Filtrantes do Rio Arrozal em construção  
Fonte: as autoras



**Figura 3.-** Sistema de Jardins Filtrantes do POP  
Fonte: Google Earth, 2022.

De acordo com HYDROSCIENCE (2020), no que concerne às vazões de cheias, para o Rio Jacaré, a vazão para o Tempo de Recorrência –TR de 25 anos é igual a  $13,20 \text{ m}^3/\text{s}$  e para o TR de 50 anos, de  $16,73 \text{ m}^3/\text{s}$ . Em relação ao Rio Arrozal, as vazões associadas ao TR de 25 anos e de 50 anos são de  $19,50 \text{ m}^3/\text{s}$  e  $25,01 \text{ m}^3/\text{s}$ , respectivamente. Já para o Rio Cafubá, as vazões associadas ao TR de 25 anos e de 50 anos são de  $7,14 \text{ m}^3/\text{s}$  e  $9,21 \text{ m}^3/\text{s}$ , respectivamente. Dessa forma, os vertedouros dos Rios Cafubá, Arrozal, Jacaré, bem como todas as estruturas hidráulicas complementares, foram dimensionadas para a cheia associada ao TR de 25 anos e verificadas para a passagem da cheia do TR de 50 anos. Os vertedouros são estruturas em concreto armado com fundo permeável, em colchão

reno. A cota da crista dos vertedouros é em 0,75 m e essas estruturas possuem orifícios laterais em cota inferior à sua crista. Os orifícios são responsáveis por direcionar as águas dos Rios para as bacias de sedimentação e, posteriormente, as águas são encaminhadas para os Jardins Filtrantes. Nas **fotos 2 e 3**, é apresentado o vertedouro do Rio Arrozal.



**Foto 2.-** Vertedouro do Rio Arrozal na fase inicial de execução. Destaque para orifício que irá direcionar as águas do Rio à Bacia de Sedimentação.

Fonte: as autoras.



**Foto 3.-** Vertedouro do Rio Arrozal em fase de finalização. Destaque para o local de conexão com o corpo hídrico, ainda com a passagem fechada.

Fonte: as autoras.

As bacias de sedimentação são estruturas com a função de realizar a separação dos sólidos suspensos na água por processo de sedimentação, **foto 4**. Dessa forma, além de conter parcela significativa de sedimentos, realizam a preparação das águas fluviais a serem lançadas aos Jardins Filtrantes, posteriormente.



**Foto 4.-** Bacia de Sedimentação já em funcionamento  
Fonte: as autoras.

Segundo PMN (2020), os Jardins Filtrantes utilizam o processo de fitorremediação, técnica em bioengenharia que objetiva a descontaminação da água dos Rios, utilizando plantas nativas. A fitorremediação é um processo no qual os compostos orgânicos podem ser volatilizados, sofrer parcial ou completa desagregação ou serem transformados em compostos menos tóxicos. Assim, trata-se da criação de um ecossistema propício ao consumo ou a desagregação de elementos poluentes, tais como a matéria orgânica, principal composto encontrado nos Rios Arrozal, Jacaré e Cafubá, devido ao lançamento de esgoto. As plantas possuem a função de consumir a matéria orgânica por meio das suas raízes para benefício próprio. Além disso, também proporcionam a criação de um ambiente propício nos Jardins Filtrantes para o desenvolvimento de bactérias que realizam a quebra de partículas poluentes. Os Jardins Filtrantes são conectados entre si por meio de tubulações em Polietileno em Alta Densidade – PEAD e caixas de passagem, **foto 5**.

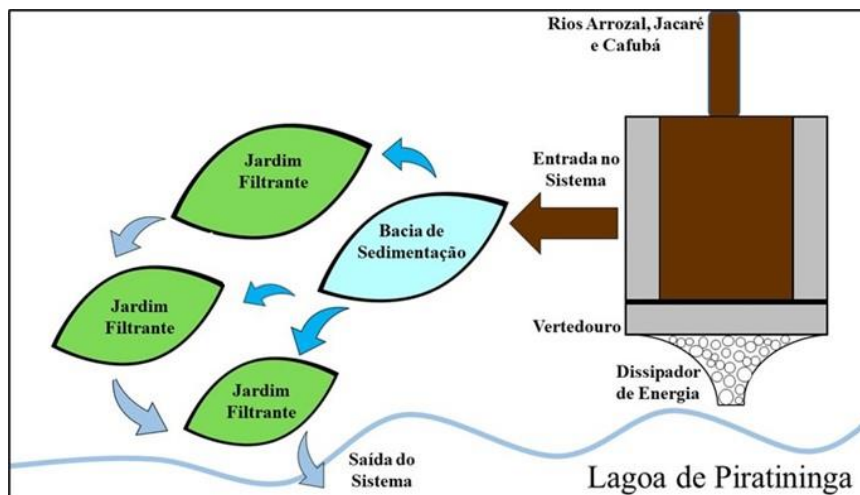


**Foto 5.-** Execução de caixas de passagem entre os Jardins Filtrantes  
Fonte: as autoras.

Os Jardins Filtrantes, são projetos exclusivos de paisagismo multifuncional que integram diferentes filtros compostos por plantas nativas ou adaptadas capazes de degradar poluentes. Além de resistentes e de fácil gestão, os jardins oferecem uma série de benefícios frente a tratamentos convencionais, como a não utilização de produtos químicos, baixa geração de lodo, baixo consumo de energia e emissão de CO<sub>2</sub>. Tais sistemas encurtam substancialmente o tempo de implantação do



projeto assim como o tempo de tratamento, minimizando os riscos ambientais por tratar-se de uma SbN. A ausência de odores desagradáveis e os devidos cuidados na composição dos *habitats* naturais proporcionam biomas favoráveis ao convívio humano e à contemplação da paisagem (PMN, 2020). Na **figura 4** é apresentada esquematização do funcionamento do sistema de tratamento das águas fluviais do POP. Reitera-se que o tratamento das águas do POP é realizado por sistema de vasos comunicantes. É previsto o monitoramento da qualidade de água na entrada e na saída do Sistema de Jardins Filtrantes de forma a acompanhar o desempenho. O primeiro sistema a entrar em funcionamento será o do Rio Cafubá, previsto para o final deste ano.



**Figura 4.-** Esquematização do funcionamento dos Jardins Filtrantes, sem a ocorrência de eventos extremos  
Fonte: as autoras.

A Via-Parque Piratininga interliga todas as praças do POP e conecta o Parque com a urbanização dos bairros que são perpassados, priorizando o trânsito de bicicletas e o passeio público para pedestres por toda a orla. É possível, também, o trânsito de veículos leves em velocidade baixa, em algumas quadras onde esse uso já estava consolidado quando da elaboração do projeto.

No que concerne às biovaletas, **foto 6**, conforme Schueler (1987), são uma alternativa que visam, principalmente, minimizar os impactos negativos dos processos de impermeabilização em uma bacia hidrográfica, pois permitem a existência de locais propícios para a infiltração de água no solo, de modo a possibilitar o controle do *runoff* urbano. Além disso, as biovaletas também possibilitam a melhoria da qualidade da água de chuva por meio de processo de filtração. Reitera-se que ainda não foram iniciadas as execuções dos mirantes e das praças.



**Foto 6.-** Biovaletas do POP já finalizadas  
Fonte: as autoras

Encontra-se em construção o prédio voltado para a contemplação do patrimônio paisagístico local, onde funcionará o Centro Ecocultural, **figura 5**, com passarelas e espaços no mezanino para exposições com maquetes dos jardins filtrantes e exposições da biodiversidade local, entre outras, propiciando encontros da população e atividades de educação ambiental. A **foto 7** apresenta o andamento das obras do Centro Ecocultural. No que diz respeito aos píeres, **foto 8**, são previstos locais para atracamento de canoas de pescadores locais, onde já estão sendo construídas as estruturas de apoio a essa atividade econômica, assim como píeres para contemplação da natureza, alguns já estão em etapa inicial de execução.



**Figura 5.-** Maquete Eletrônica do Centro Eco Cultural  
Fonte: as autoras



**Foto 7.-** Obras do Centro Ecocultural do POP em andamento  
Fonte: as autoras



**Foto 8.-** Obras em andamento do píer de contemplação do Cafubá  
Fonte: as autoras.

Além dos sistemas naturais de tratamento de águas, também, está sendo implantada melhoria da drenagem pluvial e da urbanização ao longo da Lagoa de Piratininga. Na Rua Estrela, uma das extremidades do POP, junto ao Morro da Viração, onde funciona o Parque da Cidade, por exemplo, estão sendo executadas canaletas retangulares em concreto armado, regularização e pavimentação da via existente e calçada, no trecho onde há terrenos edificáveis, **foto 9**. É importante ressaltar que os sistemas de microdrenagem nos bairros e ruas próximos à Lagoa, foram projetados para TR igual a 10 anos.

No Recanto da Rua Estrela, localizado no prolongamento da via, em direção à Lagoa, existem lotes não edificáveis por estarem em área úmida, com espécie endêmica de fauna. Dessa forma, a faixa rebaixada entre a Rua Estrela e a Lagoa de Piratininga será mantida preservada, compatível com a ambiência local, onde está sendo implantada via para bicicleta e pedestre, com equipamentos rústicos para descanso e um píer de contemplação sobre o espelho d'água da Lagoa.



**Foto 9.-** Sistema de Drenagem Pluvial e Urbanização na Rua Estrela  
Fonte: as autoras

## CONCLUSÃO

O projeto do Parque Orla Piratininga, elaborado pelo Consórcio Ilhas Ecológicas de Piratininga sofreu vários ajustes definidos pela equipe técnica do PRO Sustentável, o mesmo ocorrendo durante as obras em curso. Trata-se de um projeto inovador em tratamento de águas em SbN de dimensões significativas, ainda não observadas no Brasil, o que lhe atribui relevância considerável em soluções alternativas em bioengenharia para o tratamento das águas de rios urbanos e, ao mesmo tempo, cria atrativos de visitação contemplativa em uma área, antes, socialmente vulnerável. Por tais motivos, o POP vem sendo objeto da atenção de profissionais de outros municípios e estados.

É importante comprovar que, por meio da tecnologia de SbN, será possível minimizar os efeitos da ocupação desordenada em centros urbanos, especialmente, aqueles relativos à poluição dos corpos hídricos e à impermeabilização do solo, acarretando frequência de alagamentos. Acrescente-se, ainda, que por meio desse projeto contemporâneo e inovador, está sendo possível estimular o sentimento de pertencimento do cidadão local por ser um espaço público que favorecerá a prática de diversas atividades de lazer e ensejará oportunidades de novos negócios, pois já está elevando o valor patrimonial e propiciando, portanto, a melhoria qualidade de vida na região.

## AGRADECIMENTOS

O presente texto foi formatado pelas três profissionais que o subscrevem, mas o POP é resultante do trabalho imprescindível, também, da biol. Andrea Maia, arq. André Fraga, TI. Clarissa Nabuco, arq. Fabiana Cabral, adv. Ivana Barreto, eng. Luiz Heckmaier, arq. José Carlos Soares, psi. Juliana Batista, tec. Lucas Lima, eng. Mariah Bessa, adm. Patrícia Tamandaré, eng. Paulo Vitor Cunha, est. Raissa Melo, eng. Saint Clair Giacobbo, todos integrantes da equipe do PRO Sustentável.

Agradecimentos especiais aos profissionais que em algum momento fizeram parte da nossa equipe e deixaram suas importantíssimas contribuições: eng. Andressa Ferreira Lima (que atuou brilhantemente e arduamente como coordenadora em toda a fase de elaboração do projeto), geogr. Ana Tavares, Com. Catarina Magalhães, Adv. Fabiana Valle, Eng. Jorge Atknis, arq. Luísa Beatriz Santos, arq. Renato Esteban e Adm. Victória Chermont. Acrescente-se ainda Raquel Cruz que participou da concepção inicial dos Jardins Filtrantes.

Agradecemos imensamente aos moradores do Município de Niterói pela participação e colaboração em todos os projetos do PRO Sustentável. Agradecemos, enfim, ao ex-prefeito Rodrigo Neves e ao atual prefeito Axel Grael, este enquanto mentor do PRO Sustentável e pela disponibilidade na decisão quando de algumas dúvidas técnicas, e a ambos pelo esforço em disponibilizar os recursos que tornou possível o Programa.

## REFERÊNCIAS

**HYDROSCIENCE** (2020). 1º Relatório de Hidrologia. Caracterização das vazões e dos aportes de cargas contribuintes Peri lagunar Piratininga-Itaipu/Niterói. Niterói, Rio de Janeiro.

**Prefeitura Municipal de Niterói – PMN** (2016). Plano de Mobilidade Urbana Sustentável de Niterói – PMUS. Relatório I – Pré Diagnóstico. Niterói, Rio de Janeiro.

**Prefeitura Municipal de Niterói - PMN** (2020). Elaboração de Projeto Básico, Executivo e Estudos Multidisciplinares para a implantação do Parque Orla Piratininga. Relatório Final. Niterói, Rio de Janeiro.

**Schueler, Thomas R.** (1987). Controlling Urban Runoff: A practical manual for planning and designing urban BMPs. Ed. Metropolitan Washington Council of Governments.

# LEVANTAMENTO DA OCORRÊNCIA DE INUNDAÇÕES E DE MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS NA ESCALA DE LOTE: ESTUDO DE CASO EM SANTA LUZIA (MG, BRASIL)

Isabella Aparecida Ribeiro<sup>1,2</sup> e Daniel Augusto de Miranda<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Grupo de Pesquisa em Regeneração Urbano-Ambiental (RUA), Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Minas Gerais, IFMG, Santa Luzia, Brasil

<sup>2</sup> Origem Projetos e Instalações LTDA, Santa Luzia, Brasil  
isbellaribeiro@windowslive.com; d.miranda@ifmg.edu.br

## RESUMO:

Os sistemas de drenagem urbana convencionais têm se tornando cada vez mais insuficientes devido ao aumento da impermeabilização do solo causado pela expansão dos centros urbanos. Uma das consequências deste processo é a ocorrência cada vez mais frequente de inundações que causam prejuízos sociais e materiais à população. Nesse contexto, no município de Santa Luzia, no ano de 2020, foi decretada situação de emergência em razão das inundações e danos causados pelas chuvas intensas. A partir da década de 1970, surgiram as técnicas compensatórias em drenagem urbana, as quais buscam compensar a impermeabilização causada pela urbanização com medidas que tendem a infiltrar e armazenar a água da chuva. O presente trabalho teve como objetivo analisar a ocorrência de inundações e propor a implantação de microrreservatórios como medida de controle de escoamento na fonte em lotes urbanos localizados na sub-bacia da Avenida Raul Teixeira da Costa Sobrinho, em Santa Luzia (MG), Brasil. Para tanto, foi feito um levantamento de dados, por meio de entrevistas com a população, análise de dados pluviométricos e registros de episódios de inundações. Foi possível identificar, em geral, uma falta de responsabilidade dos cidadãos luzienses em relação ao sistema de drenagem urbana. Propôs-se a instituição de uma taxa de drenagem para custear a implantação dos microrreservatórios e a criação de programas de incentivo ao uso de técnicas compensatórias, bem como a criação de um sistema de gestão de drenagem no município.

## ABSTRACT:

Conventional urban drainage systems have become frequently insufficient due to the increase in soil waterproofing caused by the expansion of urban centers. One of the consequences of this process is the higher frequency of floods that cause social and material damage to the population. In this context, in the municipality of Santa Luzia, in 2020, an emergency situation was decreed due to floods and damage caused by intense rains. From the 1970s, compensatory techniques in urban drainage arose, which seek to compensate the waterproofing caused by urbanization with measures that favor infiltration and store rainwater. The present study aimed to analyze the occurrence of floods and propose the implementation of micro-reservoirs as a measure of flow control at the source in urban lots located in the sub-basin of Raul Teixeira da Costa Sobrinho Avenue, in Santa Luzia (MG), Brazil. For this purpose, a data survey was carried out, through interviews with the population, analysis of rainfall data and records of episodes of flooding. It was possible to identify, in general, a lack of responsibility of the citizens of Santa Luzia regarding the urban drainage system. The institution of a drainage fee was proposed to fund the implementation of micro-reservoirs, as well as the creation of programs to encourage the use of compensatory techniques and also the creation of a drainage management system in the municipality.

**PALAVRAS-CHAVE:** Microrreservatório. Técnicas compensatórias. Amortecimento de vazão.

## INTRODUÇÃO E OBJETIVOS

Os sistemas de drenagem urbana têm se tornado cada vez mais insuficientes à medida que a ocupação e, por conseguinte, a impermeabilização das bacias aumenta (Tassi, 2002).

A partir da década de 1970, surgiu a designação de ‘técnicas compensatórias’ em drenagem urbana, as quais dispensam a ideia do rápido afastamento das águas pluviais e buscam medidas que aumentem o tempo de concentração da bacia com a implantação de dispositivos que favorecem sua infiltração e seu armazenamento. Ademais, tais técnicas baseiam-se no amortecimento de cheias na bacia (Baptista *et al.*, 2005).

Dentre as medidas compensatórias que vêm sendo implantadas no Brasil, um estudo de Drumond (2019) destaca o uso de microrreservatórios. Estes dispositivos visam acumular o volume proveniente do escoamento superficial devido à impermeabilização do solo e manter a vazão de descarga próxima às condições de pré-urbanização.

Considerando que Santa Luzia (MG) não possui políticas públicas que incentivem a adoção de microrreservatórios ou outras medidas de drenagem e manejo de águas pluviais, torna-se necessária a realização de um estudo para avaliar os aspectos sociais, ambientais e econômicos na implantação de um microrreservatório.

Dessa forma, observando a necessidade de uma melhoria na gestão da drenagem urbana, em Santa Luzia, no que se diz respeito à implantação de reservatórios de retenção na fonte, os objetivos do presente artigo são: (i) avaliar a percepção da população da região de estudo sobre o sistema de drenagem urbana e sobre sua predisposição em custear a implantação de microrreservatórios em seus lotes e (ii) realizar um levantamento sobre os episódios de inundações ocorridos neste local no período entre 2010 e 2020.

A área do município escolhida para este trabalho é a Avenida Raul Teixeira da Costa Sobrinho, a qual apresenta um elevado índice de escoamento superficial e consiste em uma das áreas suscetíveis a inundações no município.

Para Souza, Moraes e Borja (2013), a percepção dos processos que tangem o sistema de drenagem urbana por parte da população deve fazer com que se sintam mais responsáveis pelas falhas do sistema. Nem sempre aqueles que sofrem com as inundações têm responsabilidade direta com o aumento do escoamento superficial, uma vez que a ampliação das vazões de pico, causa impactos a jusante de sua geração e está associado a impermeabilização do solo.

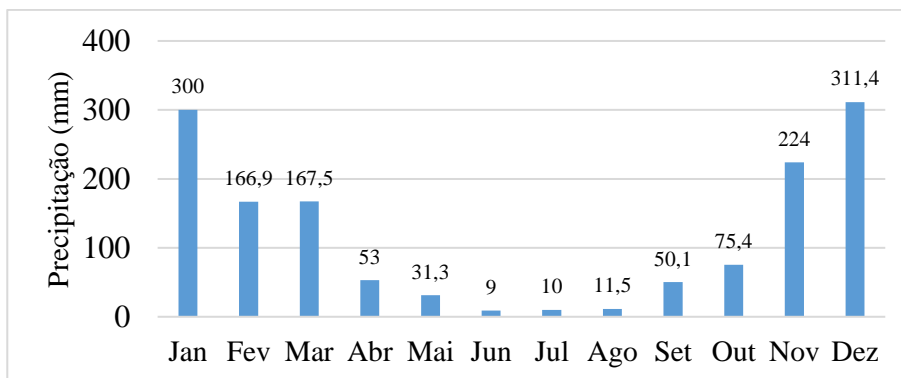
A originalidade do presente trabalho está no estudo inédito de microrreservatórios como medida de controle de escoamento superficial na fonte, em lotes urbanos no município de Santa Luzia.

## METODOLOGIA

Para elaboração deste trabalho, foi realizada a análise dos aspectos sociais e o levantamento de episódios de inundações ocorridos na Avenida Raul Teixeira da Costa Sobrinho em Santa Luzia (MG).

O município de Santa Luzia está localizado na Região Metropolitana de Belo Horizonte (RMBH), a 25 km da capital mineira. Segundo dados da Prefeitura Municipal de Santa Luzia, o clima do município é designado como tropical de altitude. Sua principal característica é a presença de temperatura mínima reduzida no inverno, em torno de 13,8°C, época em que mostra também uma estiagem pronunciada.

As chuvas atingem um índice pluviométrico de 1410,1 mm/ano, com maior precipitação no semestre primavera – verão, isto é, entre setembro e março, conforme ilustrado na Figura 1.

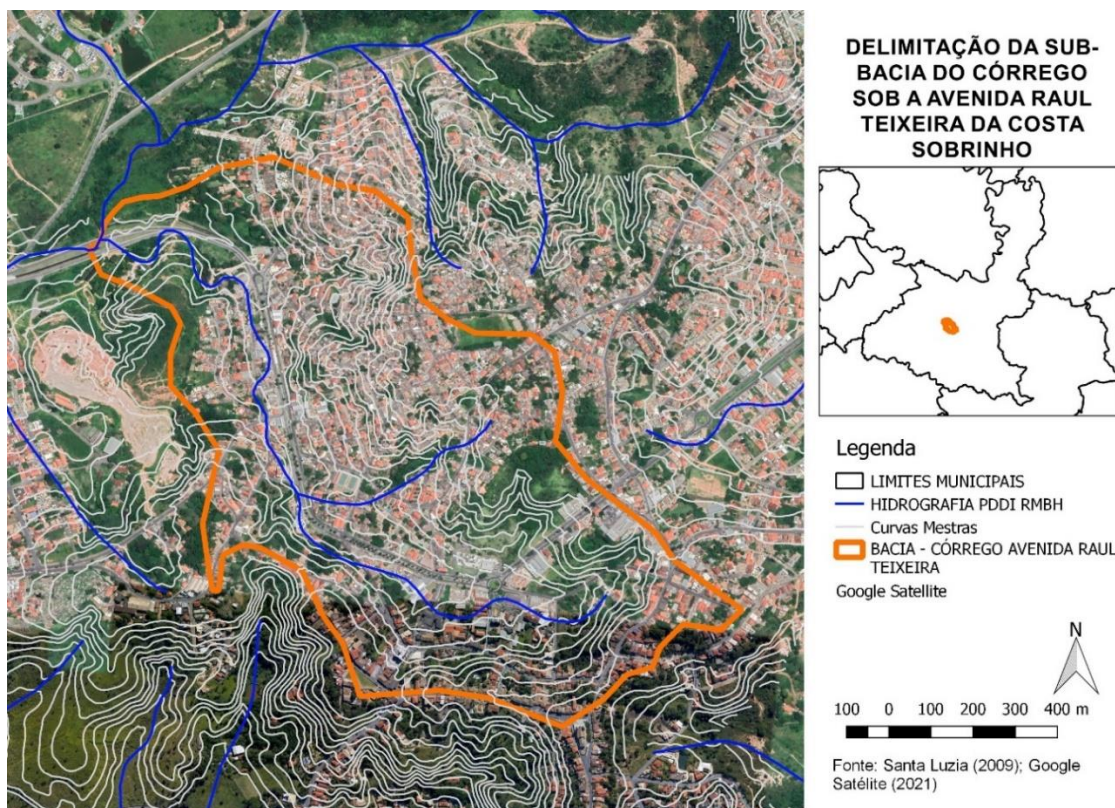


**Figura 1.-** Distribuição de precipitação média mensal anual de Santa Luzia (MG) Fonte: CLIMATEMPO, 2020.

A escolha da área de estudo baseou-se no relevo e no histórico do local. Trata-se de uma avenida sanitária, resultado da canalização de um córrego que passa pela região. Além disso, é uma região com alta densidade populacional e presença de edificações comerciais, o que aumenta ainda mais a impermeabilização do solo, tornando o local mais suscetível a inundações.

A sub-bacia da Avenida Raul Teixeira da Costa Sobrinho possui área de 1,1 km<sup>2</sup> e declividade média de, aproximadamente, 6%. O afluente principal que está sob a avenida sanitária estudada é conhecido como Córrego Bombinha ou Grajaú. A Figura 1 apresenta a delimitação da sub-bacia.

Para delimitar a sub-bacia do córrego sob a Avenida Raul Teixeira da Costa Sobrinho, Souza (2021) utilizou a base do *software* Urbano GEO, operada pela Prefeitura Municipal de Santa Luzia. Por meio deste *software*, é possível integrar bases de dados de origens distintas, com informações sobre as curvas de elevação, a rede hidrográfica do município, os limites municipais, entre outros.



**Figura 2.-** Delimitação da sub-bacia do Córrego sob a Avenida Raul Teixeira da Costa Sobrinho Fonte: Souza, 2021.

A percepção, por parte da população da região de estudo, dos processos que tangem o sistema de drenagem urbana foi avaliada por meio de entrevistas realizadas porta-a-porta e por contato telefônico. Os entrevistados residem no entorno da Avenida Raul Teixeira da Costa Sobrinho. Com

auxílio de mapas da região disponibilizados no *site* da Prefeitura Municipal de Santa Luzia e da ferramenta Google Earth, foram contabilizadas 143 residências ao longo da avenida estudada. A fim de se obter dados relevantes, definiu-se uma amostragem baseada no estudo de Israel (1992), onde se utilizou uma fórmula ajustada para calcular a quantidade de indivíduos da amostra a ser entrevistada quando se tem uma população pequena, como é o caso da região pesquisada. Dessa forma, determinou-se a necessidade de realização de 43 entrevistas, número exato de respondentes alcançado no âmbito da presente pesquisa. Aplicou-se um questionário contendo 20 perguntas, no período de dezembro de 2020 a fevereiro de 2021, que corresponde aos meses de maior intensidade de chuvas no município de Santa Luzia (MG).

A estrutura do questionário foi baseada em um estudo realizado por Drumond (2019), cujo objetivo era conhecer a percepção da população de Belo Horizonte (capital do estado brasileiro de Minas Gerais) sobre o sistema de drenagem urbana do município.

Tal questionário foi organizado com perguntas de avaliação, com respostas, em sua maioria, compostas por sim ou não.

As questões 1,2 e 3 referem-se à condição socioeconômica dos moradores. Cada questão contemplou uma pontuação por meio do Critério de Classificação Econômica Brasil, uma metodologia que entrou em vigor em 2015, baseada na Pesquisa de Orçamento Familiar (POF) do IBGE (ABEP, 2020).

Este critério baseia-se em um sistema de pontos para cada dado encontrado. A partir da pontuação obtida, com base na PNADC (Pesquisa Nacional por Amostra de Domicílios, 2019), a ABEP apresenta estimativas de renda domiciliar mensal para os estratos socioeconômicos, conforme mostrado na Tabela 1. Dessa forma, foi possível obter a classificação do perfil socioeconômico do entrevistado.

**Tabela 1.-** Renda média mensal conforme Critério Brasil Fonte: ABEP, 2020.

Estrato Socioeconômico	Renda média mensal	
	Em reais brasileiros [R\$]	Em dólares americanos* [US\$]
A	22.716,99	4.356,17
B1	10.427,74	1.999,61
B2	5.449,60	1.045,01
C1	3.042,47	583,42
C2	1.805,91	346,30
D-E	813,56	156,01

\* Fonte: BCB, 2022

A questão 4 foi relativa ao pagamento dos serviços de saneamento: abastecimento de água, esgotamento sanitário, coleta de resíduos sólidos e drenagem urbana.

As perguntas 5 a 9 tiveram o objetivo de avaliar o conhecimento do entrevistado quanto aos aspectos gerais da drenagem urbana. Buscou-se também analisar o entendimento do cidadão quanto à denominação de microrreservatório e se existia uma estrutura semelhante a essa em seu lote.

O histórico de habitação foi avaliado através das perguntas 10, 11 e 12. A relação entre os problemas de inundação e a impermeabilização foi avaliada por meio da questão 13.

A predisposição dos entrevistados em implantar microrreservatórios em seus lotes foi verificada por meio das questões 14, 18 e 19.

No que se refere à cobrança de uma taxa de drenagem, as perguntas 15, 16 e 17 do questionário apuraram se os entrevistados tinham conhecimento de que a Prefeitura Municipal arca com os custos do sistema de drenagem urbana, sobre a disposição dos moradores em pagar por uma taxa de drenagem e qual valor estariam inclinados a pagar.

Por fim, a questão 20 abordou se o cidadão concordava ou não com a elaboração de uma lei que incentivasse a implantação de microrreservatórios para o controle de cheias urbanas. Cabe



salientar que Santa Luzia (MG) não dispõe de políticas públicas que incentivem a adoção de microrreservatórios ou outras medidas de drenagem e manejo de águas pluviais em escala de lote.

Como uma das etapas metodológicas deste trabalho, buscou-se realizar um levantamento sobre os episódios de inundações ocorridos na região de estudo no período entre 2010 e 2020, com o intuito de caracterizar sua recorrência de inundações.

O estudo foi desenvolvido levando-se em consideração dados informados pela Defesa Civil do município de Santa Luzia. De acordo com a coordenadora-geral, o município possui um registro de dados atualizados entre 2011 e 2020, com a ocorrência de inundações na Avenida Raul Teixeira da Costa Sobrinho nos anos de 2012, 2018 e 2020.

Santa Luzia não possui adesão ao Sistema Integrado de Informações sobre Desastres - S2ID, que integra vários itens da Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil - SEDEC, com o propósito de qualificar e dar transparência à gestão de riscos e desastres no Brasil (S2ID, 2021). Dessa forma, não foi possível buscar informações sobre os episódios de inundações do município na fonte de dados do S2ID.

Foram utilizados dados pluviométricos da série histórica do posto pluviométrico da COPASA (Companhia de Saneamento de Minas Gerais), a fim de associar a magnitude dos eventos chuvosos com as inundações correspondentes. Foram obtidos os dados do período de abril de 2009 a janeiro de 2021. A estação consultada foi a mais próxima da região de estudo e a única que se encontrava em funcionamento.

Conforme dados da Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico – ANA, por meio da rede de monitoramento hidrológico que reúne e disponibiliza dados de precipitações de diversas estações pluviométricas no Brasil, através do Sistema Nacional de Informações sobre Recursos Hídricos – SNIRH, no município de Santa Luzia não existem outras estações de monitoramento de chuvas que estejam em atividade.

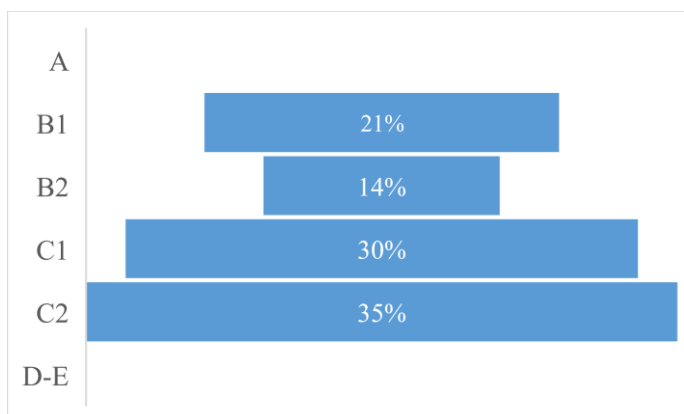
Com a finalidade de comparação, as ocorrências de inundações também foram levantadas por meio de notícias veiculadas em jornais durante o período dos anos de 2010 a 2021, como também por meio da questão 12 do questionário, onde foi avaliado se estes episódios causaram algum prejuízo nos lotes entrevistados e quais foram estes danos. Conforme Lima e Amorim (2014), a utilização de notícias de mídia impressa ou eletrônica (jornais) como fonte de dados para pesquisas qualitativas é considerada satisfatória e já foi aplicada por diversos autores.

Por fim, foi proposta a elaboração de um projeto de lei no município contendo diretrizes para a implantação de microrreservatórios e de outros dispositivos para manejo de águas pluviais.

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

Para avaliar a percepção da população da região de estudo sobre a gestão do sistema de drenagem, após a realização das entrevistas, os dados foram inseridos em planilha Excel para a compilação das respostas e análise do perfil socioeconômico dos entrevistados, assim como para verificação da percepção da população sobre os aspectos relativos à drenagem da Avenida Raul Teixeira da Costa Sobrinho. Para tanto, levou-se em conta o funcionamento do sistema de drenagem residencial e público, a relação entre a impermeabilização do solo e a ocorrência de inundações, além da disposição dos moradores a implantar microrreservatórios em lotes e a pagar por uma taxa de drenagem.

Foram realizadas 43 entrevistas com pessoas na faixa etária de 20 a 60 anos. Destes, 58% eram do sexo feminino, enquanto 42% eram do sexo masculino. Segundo dados do último censo do IBGE (2010), os percentuais de sexo feminino e masculino no município são, respectivamente, de 48,7 % e de 51,3%. Com relação à distribuição dos estratos socioeconômicos dos entrevistados, a maioria encontrava-se nas classes C1 e C2. Não houve cidadãos nas classes A e D-E, como mostra a Figura 3.



**Figura 3.-** Estratos socioeconômicos dos entrevistados na região de estudo

No que se refere à escolaridade da população entrevistada, 55,8% dos respondentes já concluíram o Ensino Médio, enquanto apenas 7% apresentaram um baixo nível de escolaridade, apresentando o Fundamental I Completo ou Fundamental II Incompleto (Pré-escolar). Nenhum dos entrevistados declarou-se Analfabeto ou com Ensino Fundamental I incompleto. Ademais, 20,9% relataram ter Ensino Superior, indicando um bom nível de escolaridade, superior ao encontrado no Censo de 2018.

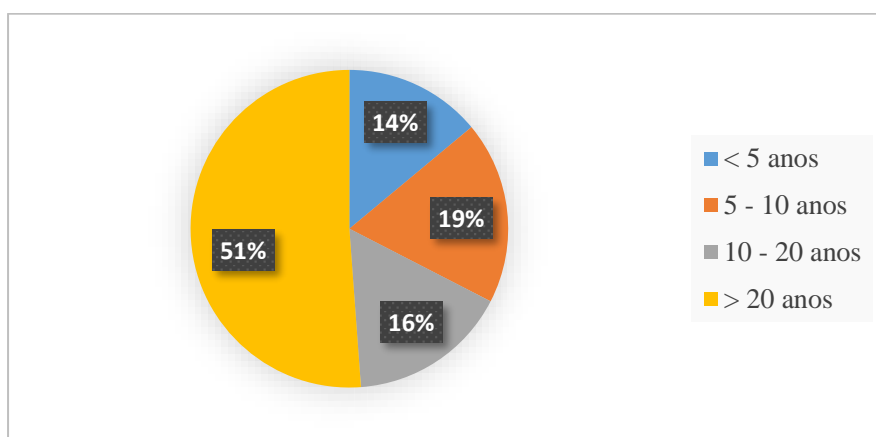
Com relação ao pagamento dos serviços de saneamento, todos os entrevistados responderam que pagam pelo serviço de abastecimento de água, 95% deles declararam pagar pela prestação de serviço de esgotamento sanitário, enquanto 86% disseram pagar pela coleta de lixo. Em se tratando da taxa de drenagem urbana, 16% da população responderam que pagam por este serviço, 33% que não pagam e 51% não souberam responder à questão.

Pode-se perceber que a maioria das pessoas tem consciência do pagamento das taxas de abastecimento de água e esgoto, por estarem presentes na conta da COPASA todos os meses. A porcentagem de respondentes afirmativos quanto à coleta de lixo foi menor, pois é uma cobrança que aparece no IPTU e, talvez, pode passar despercebido em muitas residências. Apesar de alguns entrevistados declararem pagar por uma taxa de drenagem urbana, no município de Santa Luzia (MG) não existe essa cobrança. Muitas pessoas confundem o sistema de drenagem com o sistema de esgotamento sanitário. Ademais, observou-se também que a maioria das pessoas declarou não saber se há uma cobrança pelo sistema de drenagem urbana.

Em relação à percepção dos entrevistados quanto ao funcionamento do sistema de drenagem residencial e público, os resultados das entrevistas indicaram que:

- 51% dos entrevistados sabem que o sistema de drenagem transporta somente água de chuva. No entanto, 30% dos entrevistados não souberam responder e 19% responderam negativamente, o que indica que muitos cidadãos não sabem diferenciar o sistema de drenagem do sistema de esgotamento sanitário;
- 53% dos entrevistados disseram que conhecem como é realizado o escoamento das águas pluviais no seu lote e para onde elas são encaminhadas. Por outro lado, os outros 47% dos respondentes não sabem como é o funcionamento do sistema de drenagem de suas próprias residências;
- 67% dos entrevistados declararam que conhecem o que é um microrreservatório, caixa de captação de água pluvial ou reservatório domiciliar. Porém, apenas 7% dos entrevistados possuem um microrreservatório para armazenamento das águas pluviais em seu lote e todos utilizam a água para outros fins, o que indica que, globalmente, a população desconhece a função de redução das vazões de pico destes dispositivos.

Em relação ao histórico de habitação, mais da metade dos entrevistados reside há mais de 20 anos da região de estudo, conforme ilustrado na Figura 4 e 86% dos entrevistados afirmaram se lembrar de episódios de inundações em locais próximos a suas residências.



**Figura 4.-** Tempo de moradia dos entrevistados na região de estudo (em anos)

Verificou-se que 42% dos entrevistados afirmaram que estes episódios de alagamentos causaram prejuízos em seus lotes. Dentre os prejuízos citados, estão:

- Móveis danificados;
- Sujeira devido aos alagamentos;
- Danos aos eletrodomésticos (freezer inutilizado);
- Problemas mecânicos no automóvel.

Com relação ao impacto de solos impermeáveis no sistema de drenagem urbana, 63% dos respondentes sabem que o aumento da impermeabilização do solo está relacionado com as ocorrências de inundação. Isso indica que a maioria da população entrevistada compreende que a dificuldade de infiltração da água no solo aumenta a quantidade de água a ser transportada no sistema público de drenagem.

Apenas 33% dos entrevistados são a favor da cobrança de uma taxa de drenagem. Cavallieri (2019) aponta que a maioria da população, inicialmente, é contrária à criação da taxa, porém, a cobrança pela prestação de serviços de manejo de águas pluviais incentiva um comportamento mais responsável dos usuários.

No estudo realizado por Drumond (2019), 46,3% da população de Belo Horizonte (MG) entrevistada foi favorável à cobrança de uma taxa de drenagem para reduzir problemas de inundação, valor superior ao encontrado neste estudo. Drumond destaca que o estrato socioeconômico influencia nesta porcentagem, o que deve justificar a diferença entre os valores. No estudo apresentado por ele, no ano de 2019, 35% dos entrevistados na região do Barreiro, em Belo Horizonte (MG), foram favoráveis à cobrança de uma taxa de drenagem. Nesta região, o estrato socioeconômico possui características semelhantes aos encontrados na Avenida Raul Teixeira da Costa Sobrinho. No Barreiro, as classes A, B1, B2, C1, C2 e D-E representam, respectivamente, 5%, 5%, 15%, 20%, 33% e 23% da população.

Um estudo de Cavallieri (2019) discute a viabilidade e a legalidade da criação de uma taxa de drenagem urbana para custeio dos serviços de drenagem pluvial. Ele destaca que a cobrança via IPTU (Imposto sobre Propriedade Territorial Urbana) não é viável, pois o sistema de drenagem urbano não é visto como prioridade política no sistema orçamentário do setor público. Dessa forma, o artigo salienta a importância da cobrança de uma taxa adicional como forma de garantir os investimentos necessários ao setor.

No Brasil, não é comum a cobrança de taxas de serviços de drenagem. Normalmente, este tipo de serviço é financiado por uma parcela do orçamento do município. Contudo, em Santo André (SP), a cobrança é regulamentada pela Lei nº 7706 de dezembro de 1997. Desde 2019, a arrecadação é feita pela Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo (SABESP).

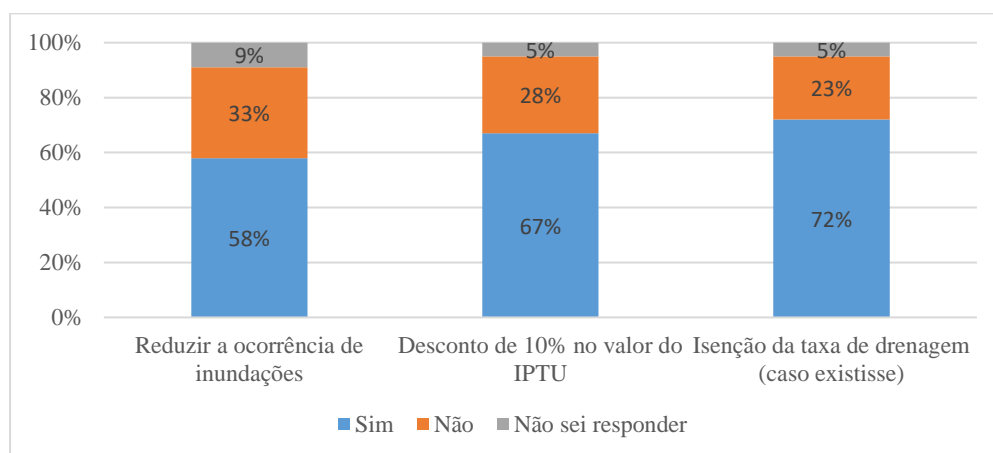
Em 2018, foi cobrada uma taxa de R\$ 2,50/mês no município de Santo André, de um total de 217.318 edificações. Foi arrecadado um montante de R\$ 6.512.444,01, enquanto a despesa total com os serviços de DMAPU (Drenagem e Manejo das Águas Pluviais Urbanas) foi de R\$ 47.203.001,76. A complementação das receitas foi feita com recursos do setor econômico. No estado do Rio Grande do Sul, alguns municípios também aderiram à cobrança da taxa, como é o caso de Porto Alegre, Montenegro e Muitos Capões (SNIS, 2019).

Ademais, a cobrança pela prestação dos serviços de drenagem atua como forma de incentivo à mudança de comportamento dos cidadãos em relação aos impactos impostos por eles ao meio ambiente, induzindo a sustentabilidade na forma de planejar o seu sistema de drenagem (CAVALLIERI, 2019).

Quanto à disposição dos entrevistados para implantação do microrreservatório em seus lotes, a maioria foi favorável à instalação do dispositivo, mesmo sem incentivos financeiros por parte da Prefeitura Municipal.

Conforme os resultados apresentados na Figura 5, 58% dos entrevistados implantariam um microrreservatório em seus lotes para armazenamento da água de chuva e com o intuito de reduzir a ocorrência de inundações; 67% dos entrevistados o implantariam se a Prefeitura Municipal de Santa Luzia fornecesse um desconto de 10% no valor do IPTU para os proprietários que instalassem o dispositivo em seus lotes e; 72% dos entrevistados implantariam um microrreservatório se houvesse a isenção do pagamento de uma possível taxa de drenagem, nos casos em que os reservatórios estivessem sido implantados nos lotes.

Pode-se observar que houve um aumento na porcentagem de respostas favoráveis à disposição do uso de microrreservatórios. Possivelmente, este aumento deve-se ao incentivo financeiro do desconto no IPTU e à isenção da cobrança da taxa de drenagem, caso existisse.



**Figura 5.-** Disposição para implantação do microrreservatório no lote

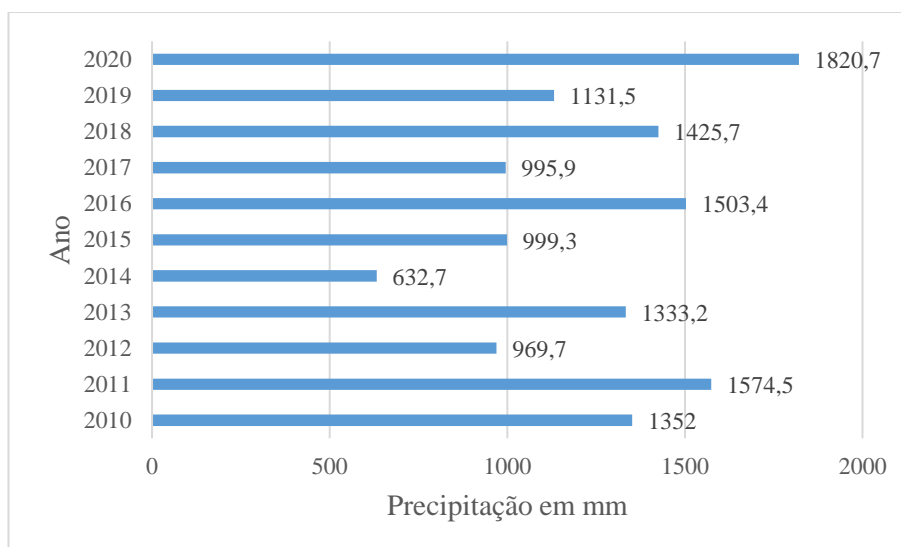
Por fim, foi avaliado se os entrevistados concordam com a elaboração de uma lei que incentive a implantação de microrreservatórios em lotes 100% impermeabilizados, para o controle de cheias urbanas. 72% dos respondentes foram favoráveis à criação desta lei, 9% não concordam e 19% não souberam responder. Analisando os percentuais, os mesmos cidadãos que estão dispostos a implantar os microrreservatórios para o controle de cheias urbanas também estão dispostos a cumprir uma legislação sobre o referido tema.

No que se refere ao histórico de inundações entre os anos de 2010 e 2020, a partir dos dados levantados, foi realizada uma análise a fim de avaliar os períodos que ocorreram inundações na região da Avenida Raul Teixeira da Costa Sobrinho, no município de Santa Luzia (MG), e se estes causaram algum dano para a população local.

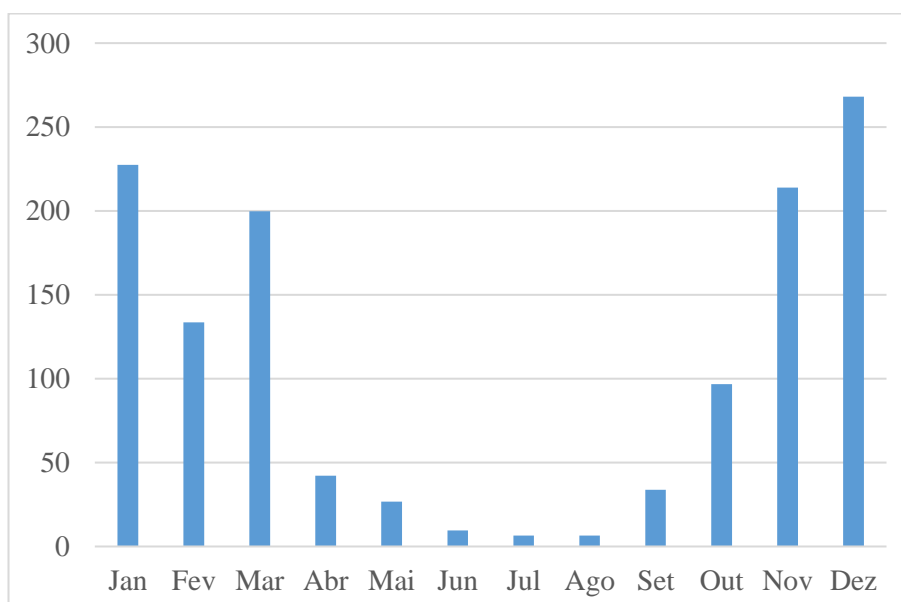
Os dados pluviométricos do período de abril de 2009 a janeiro de 2021 foram avaliados quantitativamente com a finalidade de indicar os acumulados diários de precipitação, principalmente

no que se refere a seu padrão de distribuição. A estação pluviométrica selecionada foi a estação de número 3289 da COPASA, localizada na ETE (Estação de Tratamento de Esgoto) Cristina. Esta foi escolhida por ser a mais próxima da região de estudo e, por isso, ser a mais representativa da área estudada. Ademais, não existem outras estações de monitoramento pluviométrico com séries históricas completas ativas no município de Santa Luzia.

As informações obtidas foram transcritas para o Excel e os dados foram organizados e tratados. Por meio deles, foram calculados os acumulados anuais de precipitações e as médias mensais anuais. Além disso, avaliaram-se os meses de maior acúmulo de chuvas e, baseado nessas informações, foram produzidas ilustrações, conforme mostrado nas Figuras 6 e 7.



**Figura 6.-** Acumulados anuais de precipitação em Santa Luzia nos anos de 2010 a 2020 com base nos registros da COPASA (2021).



**Figura 7.-** Precipitações médias mensais em um período de 10 anos com base nos registros da COPASA (2021).

Os dados das precipitações anuais mostrados na Figura 6 indicam a precipitação média anual para o município foi de 1410,10 mm no período entre 2010 e 2020. Pode-se observar também que o ano de 2020 apresentou um acumulado precipitação acima da média histórica anual, registrando

1820,70 mm de chuva. Os anos de 2011, 2016 e 2018 também apresentaram volume de chuva acima da média do município, com 1574,5 mm, 1503,4 mm e 1425,7 mm registrados, respectivamente.

A distribuição mensal da precipitação registrada na Figura 7 mostra as precipitações médias por mês no período entre 2010 e 2020 e evidencia os meses de novembro, dezembro e janeiro como os mais chuvosos e junho, julho e agosto como os menos chuvosos, conforme característica pluviométrica do município.

A análise qualitativa do histórico de inundações foi realizada a partir dos dados levantados junto à Defesa Civil do município de Santa Luzia juntamente com notícias veiculadas em jornais locais e de grande circulação, como também por meio das respostas ao questionário.

Foi observado que, no período analisado (entre 2010 e 2020), houve episódios de inundações em novembro de 2012, dezembro de 2018 e o mais grave em janeiro de 2020, quando em 30/01/2020 a Prefeitura Municipal de Santa Luzia declarou situação de emergência, em razão de inundações, alagamentos, quedas de muros de divisa, contenções, deslizamento de encostas, desabamento parcial de residências, dentre outros danos, ocasionados por chuvas intensas ocorridas no dia 24 de janeiro de 2020 (Decreto nº 3.516 de 2020).

No mês de janeiro de 2020, registraram-se 624,3 mm de chuvas, o que representa o maior acumulado de precipitação para um mês desde abril de 2009. A Figura 8 mostra a vista aérea da região inundada veiculada no jornal Estado de Minas (Lima, 2020) e em vários outros meios de comunicação.



**Figura 8.-** Vista aérea da região inundada

O estudo constatou que os alagamentos e inundações ocorreram, principalmente, nos meses de janeiro e dezembro, e que sua recorrência tem aumentado. Identificaram-se cinco episódios principais, nos anos de 2012, 2018 e 2020, que causaram diversos transtornos à população e danos em obras públicas do município.

## CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES

O presente artigo teve como objetivo realizar um levantamento da ocorrência de inundações e analisar o manejo de águas pluviais na escala de lote no município de Santa Luzia (MG, Brasil).

Buscou-se avaliar, por meio de um questionário, o conhecimento da população da região de estudo sobre o funcionamento do sistema de drenagem residencial e público. Observou-se que os entrevistados tendem a confundir o sistema de drenagem pluvial com o sistema de esgotamento sanitário. Metade dos respondentes não tem conhecimento sobre o funcionamento do próprio sistema de drenagem residencial. Pode-se perceber que não há uma preocupação dos usuários quanto ao sistema de drenagem, diferentemente do que acontece com outros sistemas, como o de abastecimento de água, esgotamento sanitário e coleta de resíduos sólidos.

Foram analisados os episódios de inundações no período entre 2010 e 2020 na região de estudo. Observaram-se episódios principais nos anos de 2012, 2018 e 2020 que causaram diversos transtornos à população e ao município. Conforme os dados obtidos, a região estudada é suscetível à ocorrência de alagamentos e sofre danos durante estes eventos.

Uma das dificuldades encontradas durante a realização do presente trabalho foi a aquisição de dados. Primeiramente, quanto à obtenção dos dados das entrevistas, com a situação da pandemia do novo coronavírus, em que especialistas recomendam o distanciamento social. A maior parte dos questionários foi aplicada por contato telefônico, limitando algumas respostas ao público que possui telefone fixo e que se encontrava em sua residência no momento da ligação. Com relação aos dados pluviométricos, não foram obtidos outros dados para comparação ou dados mais detalhados, como a quantidade de chuva por hora na região.

Considera-se que o objetivo proposto tenha sido alcançado. Os resultados apresentados concernentes à percepção da população com relação à implantação de um microrreservatório e à gestão do sistema de drenagem mostraram que muitos cidadãos luzienses não têm consciência dos impactos gerados pela vazão de descarga de seus lotes no sistema de drenagem. Recomenda-se que a Prefeitura Municipal de Santa Luzia crie campanhas para conscientizar a população sobre as causas da ocorrência de inundações e incentive a participação dos cidadãos em um sistema de drenagem autossustentável.

Na esfera pública, sugere-se a alteração da Lei de Parcelamento, Uso e Ocupação do Solo do município de Santa Luzia, de modo a regulamentar a cobrança da taxa de drenagem urbana, de acordo com a área impermeabilizada do lote. Os recursos arrecadados poderão ser utilizados para implantação de técnicas compensatórias em drenagem urbana, incentivando a adoção destas medidas e isentando da cobrança os usuários que implantarem os microrreservatórios em seus lotes. Entende-se que estas medidas poderão desenvolver uma responsabilidade social dos cidadãos quanto à gestão do sistema público de drenagem e que este funcionaria de forma mais efetiva, evitando prejuízos no que diz respeito aos danos materiais, sociais e ambientais causados pelas inundações.

Recomenda-se também a criação de um sistema de gestão de drenagem urbana em Santa Luzia, em que seriam coletados dados pluviométricos em diferentes regiões do município e fossem previstos o monitoramento dos dispositivos de drenagem instalados e os custos da implantação destes dispositivos, além de ser observada a periodicidade na manutenção, principalmente no que se refere aos microrreservatórios. Trata-se de uma mudança de paradigma, já que se defende a adoção de um sistema de drenagem mais sustentável, com a possibilidade de cobrança de uma taxa de drenagem e com programas que incentivem o uso de microrreservatórios.

Quanto aos estudos na área, sugere-se que sejam desenvolvidas novas pesquisas que apontem o emprego de outras medidas compensatórias que possam ser implantadas no município de Santa Luzia, as quais possam ser integradas aos microrreservatórios com intuito de alcançar melhores resultados.

## REFERÊNCIAS

- ABEP. Associação Brasileira de Empresas de Pesquisa** (2020). *Critério Brasil*. Disponível em: <http://www.abep.org/criterio-brasil>. Acesso em: 20 set. 2020.
- Baptista, M.B.; Nascimento, N. O. e Barraud, S.** (2005). *Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana*. 1. Ed. Porto Alegre: ABRH, 2005. 266 p.
- Banco Central do Brasil.** (2022). *Cotação do Dólar EUA*. Disponível em: <https://www.bcb.gov.br/>. Acesso em: 28 jul. 2022.
- Cavallieri, G.** (2019). *Legalidade da cobrança pela drenagem pluvial urbana. Estudo de viabilidade jurídica*. Artigos JusBrasil. 2019. Disponível em: <https://gleissoncavallieri.jusbrasil.com.br/artigos/717166474/legalidade-da-cobranca-pela-drenagem-pluvial-urbana>. Acesso em: 25 fev. 2021.
- CLIMATEMPO.** (2020). *Climatologia do Município de Santa Luzia (MG)*. Disponível em: <https://www.climatempo.com.br/climatologia/188/santaluzia-mg>. Acesso em: 11 nov. 2020.
- Drumond, P. P.** (2019). *Avaliação dos aspectos das políticas públicas, socioeconômicos, hidrológicos-hidráulicos no uso de microrreservatórios*. 2019. Tese (Doutorado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2019. Disponível em: <http://smarh.eng.ufmg.br/defesas/1008D.PDF>. Acesso em: 24 abr. 2020.
- Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Cidades. IBGE.** (2010). Disponível em: <https://cidades.ibge.gov.br/brasil/mg/santa-luzia/panorama>. Acesso em: 12 set. 2020
- Israel, G. D.** (1992). *Determining Sample Size. Program Evaluation and Organizational Development*, Fact Sheet PEOD-6. University of Florida, 1992.
- Lima, A. P.; Amorim, M. C. de C. T.** (2014). *Análise de episódios de alagamentos e inundações urbanas na cidade de São Carlos a partir de notícias de jornal*. Revista Brasileira de Climatologia, v. 15, p. 182-204, 2014. Disponível em: <https://ojs.ufgd.edu.br/index.php/rbclima/article/view/13794>. Acesso em: 03 mar. 2021.
- Lima, D.** (2020). *Estado de emergência pode ser decretado após inundação em Santa Luzia, na Grande BH. Estado de Minas*. Belo Horizonte, 25/01/2020.
- Prefeitura Municipal de Santa Luzia. Decreto nº 3.516, de 30 de janeiro de 2020.** (2020). Declara situação de emergência nas áreas do Município em virtude de inundações, alagamentos, quedas de muros de divisa, contenções, deslizamentos de encostas, desabamento parcial de residências, dentre outros danos, ocasionados por chuvas intensas, codificada sob o nº 1.3.2.1.4 da Codificação Brasileira de Desastres, conforme IN/MI 02/2016. Disponível em: <https://www.santaluzia.mg.gov.br/v2/index.php/legislacao/decreto-n-3-516/>. Acesso em: 25 out. 2020.
- S2ID. Sistema Integrado de Informações Sobre Desastres.** (2021). Ministério da Integração – MI. Disponível em: <https://s2id.mi.gov.br/paginas/sobre.xhtml>. Acesso em: 04 mar. 2021.
- SNIS. Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento.** (2019). Ministério do Desenvolvimento Regional. Série Histórica. Disponível em: <http://app4.mdr.gov.br/serieHistorica/>. Acesso em: 20 mar. 2021.
- Souza, L. de A.** (2021). *Delimitação da Sub-bacia do Córrego sob a Avenida Raul Teixeira da Costa Sobrinho*. Santa Luzia: IFMG, 2021.
- Souza, V. C. B de.; Moraes, L. R. S. e Borja, P. C.** (2013). “Déficit na Drenagem Urbana: buscando o entendimento e contribuindo para a definição”. *Revista Eletrônica de Gestão e Tecnologias Ambientais (GESTA)*. v. 1, n. 2, p. 162-175, 2013 – ISSN: 2317-563X.
- Tassi, R.** (2002). *Efeito dos microrreservatórios de lote sobre a macrodrenagem urbana*. 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002. Disponível em: <https://lume.ufrgs.br/handle/10183/1818>. Acesso em: 27 mai. 2020.



## REPOTENCIAÇÃO DE CGH POR MEIO DE TURBO GERADORES ANFÍBIOS

1<sup>er</sup>. Leonardo Roggen, 2<sup>do</sup>. Cristian Nunes Mendes, 3<sup>er</sup>. Deivis Santos, 4<sup>o</sup> Greco Tusset de Moura, 5<sup>o</sup> Gustavo Pohren, 6<sup>o</sup> Ismael Schroer, 7<sup>o</sup> Rodrigo Almeida Krul, 8<sup>o</sup> Silvino Geremia

1<sup>er</sup>e Universidade Federal de Santa Catarina - Brasil, 2<sup>do</sup> ENEL Green Power - Brasil, 3<sup>er</sup>, 4<sup>o</sup>, 5<sup>o</sup>, 6<sup>o</sup>, 7<sup>o</sup>, 8<sup>o</sup> HIGRA Industrial Ltda - Brasil  
 1<sup>er</sup>.leonardo.roggen@hotmail.com, 2<sup>do</sup>.cristian.mendes@enel.com, 3<sup>er</sup>.deivis.santos@higra.com.br, 4<sup>o</sup>.greco.moura@higra.com.br,  
 5<sup>o</sup>.gustavo.pohren@higra.com.br, 6<sup>o</sup>.ismael.schroer@higra.com.br, 7<sup>o</sup>.rodrigo.krul@higra.com.br, 8<sup>o</sup>.silvino.geremia@higra.com.br.

### Introdução

Repotenciação é definida como uma intervenção em estruturas civis, hidráulicas ou em equipamentos eletromecânicos que estejam envolvidos na conversão de energia hidráulica em elétrica em empreendimentos já existentes que tenham como resultado ganho de potência ou rendimento (EPE, 2019; ANEEL, 2011). Dentre os diversos tipos de repotenciação, tem-se a ampliação como um modelo capaz de promover incremento na capacidade de geração, por meio da instalação de equipamentos eletromecânicos em usinas hidrelétricas que foram dimensionadas com poços adicionais para futura motorização. (RONDINA, 2016).

A viabilização deste tipo de atividade deve ser coerente com a demanda de inalteração da função principal da estrutura hidráulica já existente. O que, com as turbomáquinas convencionais utilizadas em usinas hidrelétricas, se torna difícil visto o impacto construtivo e ambiental que este tipo de maquinário gera no local de instalação. Com o intuito de preencher tal gap de mercado, o Turbo Gerador Anfíbio se apresenta como uma solução inovadora e ambientalmente adequada, possibilitando a ampliação do aproveitamento hidrelétrico existente de forma mais compacta e com uma menor interferência na infraestrutura já construída.

Frente a isso, o presente estudo tem o objetivo de propor uma metodologia inovadora para repotenciação de usinas hidrelétricas existentes focando na elucidação das peculiaridades de tal aplicação e tornando o conhecimento deste tipo de tecnologia mais acessível ao setores de geração de energia elétrica e meio ambiente.

### Materiais e Métodos

A CGH Pari Veado está localizada na região sudoeste do estado de São Paulo, no município de Palmital, situado nas coordenadas geográficas 22°52'58.42"S e 50°19'46.16"O. O local de interesse está inserido no rio do Pari, afluente do rio Paranapanema.

A bacia de contribuição da CGH Pari Veado, delimitada em vermelho na Figura 1, possui uma área de drenagem de aproximadamente 1002 km<sup>2</sup>, abrangendo um total de seis (06) municípios, sendo estes: Assis, Campos Novos Paulista, Cândido Mota, Echaporã, Palmital e Platina.

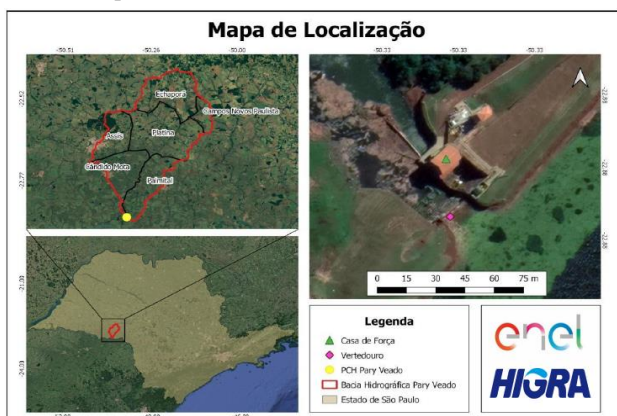


Figura 1.- Localização da região de estudo. Fonte: HIGRA (2022)

Na Figura 2 é possível verificar a casa de força da usina, na qual já contém um grupo turbina-gerador em operação desde a década de 1930. Promover a ampliação do aproveitamento por meio da instalação de um equipamento idêntico ao existente é descartada, visto a necessidade de utilização de toda área útil da casa de máquinas para os processos atuais de manutenção.



Figura 2.- Detalhes da estrutura existente na CGH Pari Veado. Fonte: HIGRA (2022)

A água bruta adentra o conduto forçado por meio de uma tomada d'água existente a montante do barramento. Na chegada do conduto dentro da casa de máquinas há uma bifurcação, com duas derivações projetadas para duas máquinas em paralelo. Desde o início da operação da usina somente uma derivação foi utilizada (UG 01), deixando a segunda derivação tamponada em forma de espera.

Desta forma, a partir do prolongamento da derivação em espera por meio de um conduto forçado capaz de aduzir o fluxo para fora da casa de força, de modo que o segundo platô de geração fique no próprio canal de fuga da CGH. A Figura 3 demonstra a estrutura projetada para repotenciação da CGH, contando com a utilização de dois Turbo Geradores Anfíbios HIGRA em paralelo.



Figura 3.-Projeto Hidromecânico Repotenciação. Fonte: HIGRA (2022)

O Turbo Gerador Anfíbio (TGA) é uma máquina de fluxo responsável pela geração de energia elétrica a partir do aproveitamento da pressão e vazão existentes em um sistema hidráulico. O TGA, conforme Figura 4, é uma máquina acionadora do tipo monobloco, com turbina e gerador integrados, onde o escoamento é contínuo.

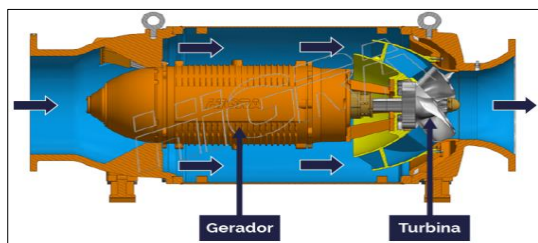


Figura 4.-Turbo Gerador Anfíbio. Fonte: HIGRA (2022)

O termo anfíbio, de origem grega (amphi ‘ambos’ e bio ‘vida’), significa "vida dupla", define os animais que são capazes de viver no ambiente terrestre e aquático, por isso o nome Turbo Gerador Anfíbio, uma vez que com esse sistema é possível gerar energia elétrica tanto dentro quanto fora d’água. Além disso, tais máquinas de fluxo possibilitam a geração local de energia (on grid), reduzindo as perdas de transmissão no sistema e furtos ao longo da transmissão. O TGA é do tipo submerso molhado, sendo refrigerado pelo próprio fluido que passa pela máquina, fornecendo excelente condição de rendimento. A turbina é projetada de acordo com as condições operacionais da aplicação, utilizando-se ferramenta do fluido dinâmica computacional para otimização da geometria e alcance de alto rendimento. Ainda, contam com uma baixíssima emissão de ruído (menos de 60dB) e são fabricadas com materiais 100% recicláveis. A refrigeração interna do gerador é feita apenas com água, não se utilizando de qualquer tipo de óleo ou graxa. Em virtude se serem totalmente herméticos evita-se qualquer tipo de vazamento que agrida o ambiente externo (HIGRA, 2022).

A utilização de tais máquinas para aproveitamento hidrelétrico em barragens é um feito inovador, sendo fruto de um projeto de Pesquisa & Desenvolvimento ANEEL, financiado pela Enel Green Power. Diversos estudos de simulação e modelagem hidráulica foram realizados de forma a entender a performance tanto dos TGA’s quanto do sistema hidromecânico projetado.

## Resultados e Discussão

A queda bruta máxima é de 17,65 m (354,84 m – 372,49 m), as perdas de carga no escoamento até a derivação da bifurcação atual gera uma queda líquida de 17,12 m.c.a. Em relação a parte hidromecânica, está previsto um conduto forçado DN 1600 mm a partir de uma válvula borboleta com acionamento por contra peso. Após isso há uma bifurcação para duas derivações em DN 1000 mm. Cada TGA contém uma válvula borboleta com atuador elétrico a montante para controle de fluxo. Após as máquinas está previsto um tubo de sucção para cada linha. O material do conduto forçado é Aço SAE 1020, sendo todas as conexões flangeadas com classe de pressão PN 10. Tal sistema está previsto para suportar a vazão a turbinada por TGA de 3 m<sup>3</sup>/s, sendo 6 m<sup>3</sup>/s a vazão total a ser utilizada para repotenciar a CGH Pari Veado.

A partir da elucidação dessas variáveis hidráulicas, todas as perdas de carga no escoamento foram calculadas por utilização de software de modelagem hidráulica.

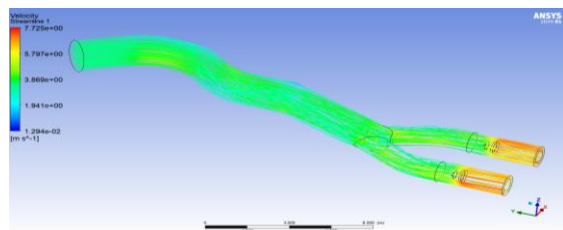


Figura 5.- Análise de perdas no conduto. Fonte HIGRA (2022)

Os estudos hidráulicos apontam para uma perda de carga total de 0,38 m.c.a. no novo conduto forçado a ser instalado. A partir das variáveis hidráulicas Vazão unitária por máquina= 3,0 m<sup>3</sup>/s e

Queda Liq= 16,74 m.c.a. calculou-se o potencial hidráulico existente no sistema. A partir disso foi realizado uma bateria de simulações hidráulicas por fluido dinâmica computacional para entender a eficiência hidráulica da turbina projetada.

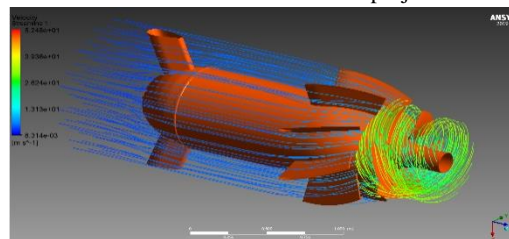


Figura 6.- Linhas de fluxo no interior do TGA. Fonte: HIGRA (2022)

Frente a todas as melhorias técnicas entre HIGRA e ENEL, na etapa de projeto de dimensionamento do equipamento, o rendimento hidráulico da turbina chegou a 84,7%. Incluindo as perdas de carga no gerador e demais componentes, cada TGA tem potência de 370 kW, sendo possível o aumento da potência instalada da CGH em 740 kW.

Faz parte deste projeto de P&D, além da parte hidromecânica, todo o escopo civil, elétrico, automação e controle. Em abril de 2022 o projeto está na fase de execução de obras, sendo o conceito final demonstrado na Figura 7 abaixo.

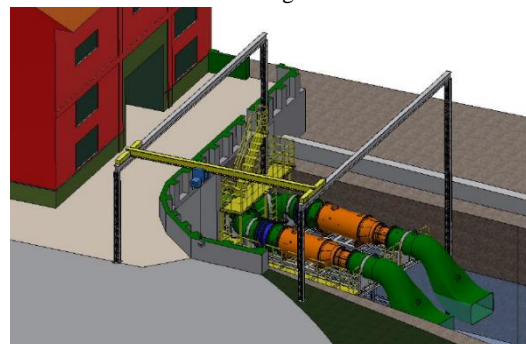


Figura 7.- Vista isométrica da instalação. Fonte: HIGRA (2022)

## Conclusões

Frente a tendência de eficientização de geração hidrelétrica, a viabilização de empreendimentos compactos e de pequeno porte, em estruturas hidráulicas já construídas, fornecem uma solução mais coerente com a demanda pelo desenvolvimento sustentável e menos agressiva ao uso e ocupação da área que se almeja a instalação do empreendimento de geração de energia.

A potência instalada acrescida de 740 kW projetado para o aproveitamento hidrelétrico na CGH Pari Veado, operando 24 h por dia e considerando uma tarifa de energia elétrica de R\$ 0,48/kWh, em um ano de trabalho, será capaz de gerar até R\$ 3.068.928,00 de retorno financeiro. O payback médio para o investimento está em 24 meses.

## Agradecimentos

Programa de P&D Tecnológico da Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL); ENEL Green Power e parceiros envolvidos.

## Referências

- ANEEL (2011). Nota técnica N° 026/2011-SRG/ANEEL. Agência Nacional de Energia Elétrica. Brasil.
- EPE (2019). Empresa de Pesquisa Energética – Repotenciação e Modernização de Usinas Hidrelétricas. EPE-DEE-088/2019-r0.
- HIGRA (2022). Site:https://www.higra.com.br. Acesso em 24 abr. 2022.
- Rondina, J. M. (2016). Repotenciação de usinas hidrelétricas utilizando perfil alternativo de máquinas hidráulicas. 96f. UFU, MG. Brasil.

## DETERMINACIÓN EXHAUSTIVA DE LA GEOMETRÍA DE PRESAS Y EMBALSES EN UNA CUENCA PARA LA PROSPECCIÓN SISTEMÁTICA DE SITIOS

Sergio Armando Trelles Jasso<sup>a</sup>, Ricardo Sebastián Sandoval Garzón<sup>b</sup>

a. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA), Jiutepec, Morelos, México

b. Escuela Politécnica Nacional (EPN), Quito, Pichincha, Ecuador

atrelles10@gmail.com, atrelles@tlaloc.imta.mx, +52 7771482041; ricardo.sandoval@epn.edu.ec

### RESUMEN:

La evaluación objetiva de los beneficios, costos e impactos de presas y embalses nuevos requiere determinar la geometría de alternativas de localización, orientación y altura de presas; así como las áreas inundadas y volúmenes de embalse correspondientes. En una cuenca hidrográfica extensa puede haber miles de sitios como alternativas de cierre; cada uno con decenas de alternativas de altura de presa. La prospección sistemática de sitios para presas y embalses consiste en la generación exhaustiva de alternativas para las que se determina su geometría. Esto permite la selección racional de sitios y el dimensionamiento de presas y embalses de propósitos múltiples, particularmente para hidroenergía. Se presenta la aplicación *GeoDamRes* programada en R que recorre el archivo matricial (*raster*) de la red de corrientes, extraída de un modelo digital de elevación (MDE); procediendo en cada microcuenca, en cada celda (*pixel*) o sitio del cauce y en cada altura de presa. En cada sitio se determina la orientación de la presa que hace mínima su área vertical para diferentes alturas; y se determina la geometría del embalse correspondiente. Luego, se determina un índice de eficiencia geométrica para cada alternativa. El usuario puede indicar los intervalos de exploración de la red de corrientes (horizontal), y de altura de presa (vertical), la altura límite de las presas, y el criterio para omitir sitios con laderas de poca pendiente, entre otros. Los resultados se obtienen en forma tabular, gráfica y geográfica. Esta técnica se ha aplicado a la cuenca del río Paute en Ecuador, que drena 6,435 km<sup>2</sup>, con un MDE con celda de 90 metros.

### ABSTRACT:

Objective assessment of the benefits, costs and impacts of new dams and reservoirs requires determining the geometry of alternative locations, orientation and height of dams, as well as the corresponding flooded areas and reservoir volumes. In a large river basin there may be thousands of sites as closure alternatives, each with dozens of dam height alternatives. Systematic site prospection for dams and reservoirs consists of the exhaustive generation of alternatives for which the geometry is determined. This allows the rational site selection and sizing of multi-purpose dams and reservoirs, particularly for hydropower. *GeoDamRes*, programmed in R is presented that runs through the raster file of the stream network, extracted from a digital elevation model (DEM); proceeding at each micro-catchment, at each stream cell (*pixel*) or site and at each dam height. At each site, the orientation of the dam that makes its vertical area minimum for different heights is determined; as well as the geometry of the corresponding reservoir. A geometric efficiency index is then determined for each alternative. The user can indicate the scanning intervals of the stream network (horizontal) and dam height (vertical), the limiting height of the dams, and the criteria for omitting sites with low slope of hillsides, among others. The results are obtained in tabular, graphical and geographical form. This technique has been applied to the Paute river basin in Ecuador, which drains 6,435 km<sup>2</sup>, based on a DEM with 90 m resolution.

**PALABRAS CLAVE:** geometría de presas y embalses, prospección de sitios para presas, potencial hidroeléctrico, río Paute

## INTRODUCCIÓN

La construcción de presas origina la creación de embalses que son benéficos para la gestión sostenible de los recursos hídricos. Por otra parte, las presas y los embalses implican costos y efectos no deseados. La evaluación objetiva de los beneficios, costos e impactos de presas y embalses requiere determinar la geometría de las alternativas de localización, orientación y altura de presas; así como las áreas inundadas y volúmenes de embalse correspondientes (Fig. 1).

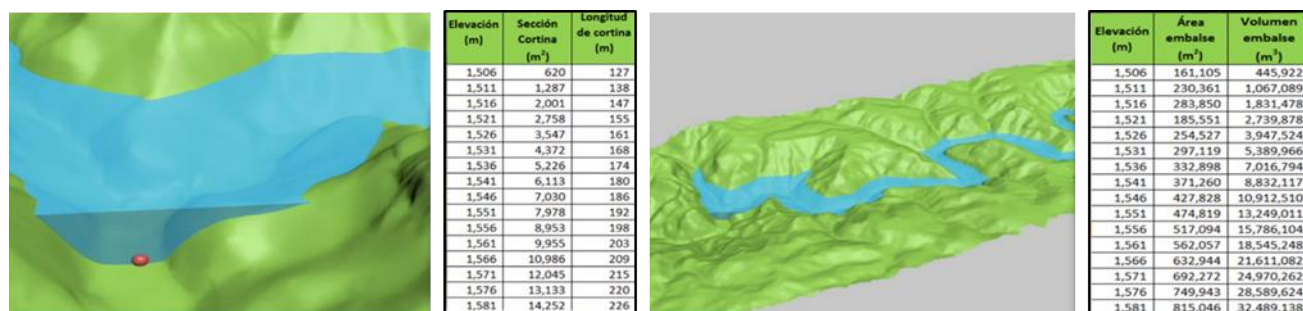


Figura 1. Geometría de presa y de embalse

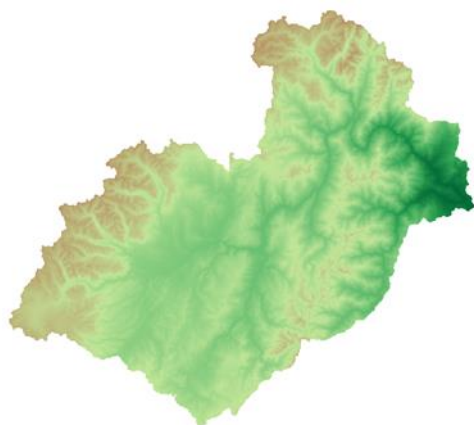
Se han difundido ampliamente diversos procedimientos manuales o asistidos por una herramienta geomática para determinar la geometría de un embalse. Sin embargo, en una cuenca hidrográfica extensa suele haber miles de sitios sobre la red de corrientes que pueden ser considerados como alternativas de cierres o boquillas para la localización de presas y embalses. En cada sitio se pueden considerar decenas de alternativas de altura de presa.

La prospección sistemática de sitios para la construcción de presas y embalses se basa en la generación automática exhaustiva de alternativas de localización de presas con diferentes alturas, para las que se determina su geometría. Este es un proceso que se puede abordar eficientemente con la programación de aplicaciones geomáticas que aprovechan la información geográfica matricial (*raster*) de modelos digitales de terreno (MDT) o de elevación (MDE).

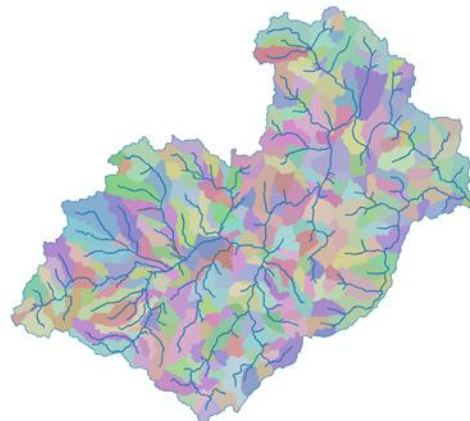
Se presenta aquí la aplicación *GeoDamRes*, con algoritmos programados que recorren el archivo matricial de la red de corrientes de una cuenca hidrográfica, extraída de un MDE; procediendo en cada tramo de corriente y en cada celda del cauce (*pixel*). Esto permite la selección de sitios y el dimensionamiento racional posterior de presas y embalses en una cuenca hidrográfica.

## DATOS Y MÉTODOS

Para representar el relieve de la cuenca, se ha utilizado el MDE *MERIT Hydro* (Yamazaki *et al*, 2017, 2019), que es adecuado para aplicaciones hidrológicas, pues la elevación de cada celda en la red de corrientes es igual o descende aguas abajo. Su resolución de celda es cercana a 90 m. Se ha elegido como área de prueba la cuenca del río Paute en Ecuador, que drena una superficie 6,435.36 km<sup>2</sup> (Fig. 2). La resolución del MDE es de 92.412 m en esa región (Fig. 3).



**Figura 2.** MDE de la cuenca hidrográfica Paute



**Figura 3.** Tramos de corriente y microcuencas

Se utilizan como entrada los resultados generados por la aplicación de análisis fisiográfico *IPH-HydroTools* (Siqueira *et al*, 2016), que incluyen archivos matriciales de la cuenca hidrográfica: de la red de corrientes discretizada en forma detallada y homogénea por confluencias de tramos, cada uno con su microcuenca en relación biunívoca (Fig. 3); de la red de corrientes con las celdas acumuladas aguas arriba de cada celda de la red de corrientes (CC), con lo que se determina su área drenada. Asimismo, la tabla de topología que indica para cada tramo y microcuenca, la microcuenca aguas abajo.

### Ambiente informático

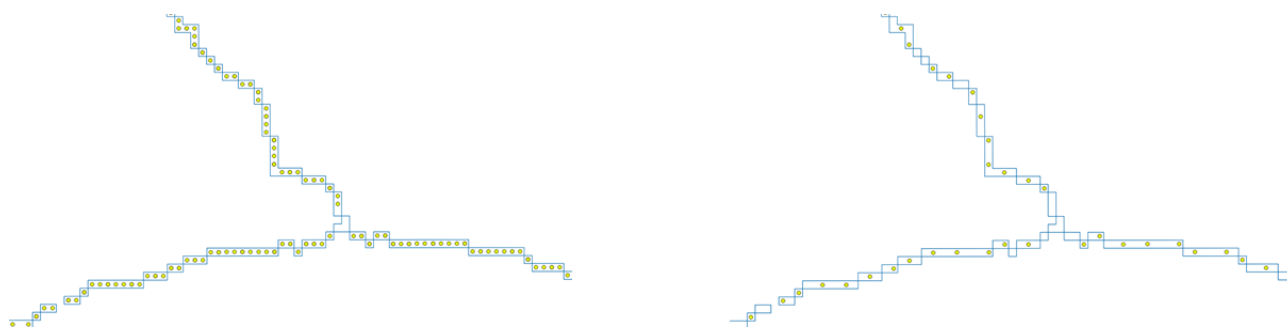
La programación de la aplicación *GeoDamRes* se ha desarrollado en lenguaje interpretado *R* 4.2.1 (R Foundation, 2022), por la ventaja que da su rapidez de ejecución y la disponibilidad de herramientas geoespaciales de terceros, entre otras. Los resultados geográficos en formato matricial y vectorial *shapefile* son utilizables con el manejador de uso libre *QGIS* 3.26.1 (QGIS, 2022), entre otros.

### Aplicación *GeoDamRes*

La aplicación procesa una microcuenca y su tramo de corriente a la vez. En el tramo recorre aguas abajo cada sitio o celda del cauce. En cada celda se procede por intervalos de altura, desde la elevación del cauce hasta una altura límite, a determinar la geometría de la presa y del embalse. En algunas celdas se omite la determinación de la geometría en condiciones definidas por el usuario. Así se procesan todas las celdas no omitidas de todos los tramos y termina la ejecución.

Inicialmente, se verifica que las celdas de cada tramo de corriente tengan elevación igual o menor en sentido aguas abajo, con base en su valor de área drenada. Luego, se numeran secuencialmente aguas abajo y se determina su cadenamamiento desde el inicio del tramo.

La aplicación tiene variables que permiten al usuario indicar al inicio de su ejecución las condiciones deseadas de análisis. Se pueden prospectar sitios en una, varias o todas las microcuencas. Se pueden considerar todas las celdas de la red de corrientes o una parte de ellas, definiendo el intervalo horizontal de exploración  $\Delta h$  (Fig. 4).



**Figura 4.** a) Intervalo  $\Delta h = 90$  m; b)  $\Delta h = 300$  m

El área de la proyección vertical de la presa es determinante para su costo, y está correlacionada de la longitud de su corona. Entonces, en cada celda del cauce se determina la orientación de la presa, o eje de la cortina, que hace mínima la longitud de la corona a una altura de orientación indicada  $H_o$  (Fig. 5). Para ello, se determina el azimut de los vectores con distancia mínima entre la curva de nivel  $Z$  y el punto  $CC$  en el cauce, tanto en la margen izquierda (MI), como en la margen derecha (MD). Luego, se calcula el azimut de la presa de margen izquierda a derecha como el promedio ponderado de las distancias mencionadas. Se registra en la tabla de identificación, localización y orientación de la presa.

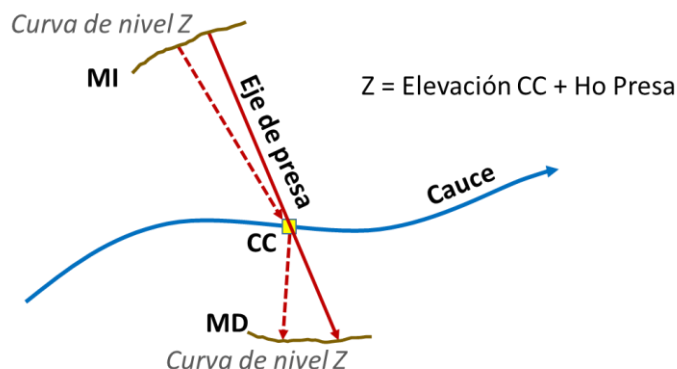


Figura 5. Orientación del eje de presa

Se extrae el perfil longitudinal en el eje de la presa, mediante la intersección con el MDE. Antes de proceder a calcular la geometría en un sitio o celda del cauce, se verifica la pendiente mínima de laderas para, de otra forma se omite el sitio (Fig. 6, Ec. 1).

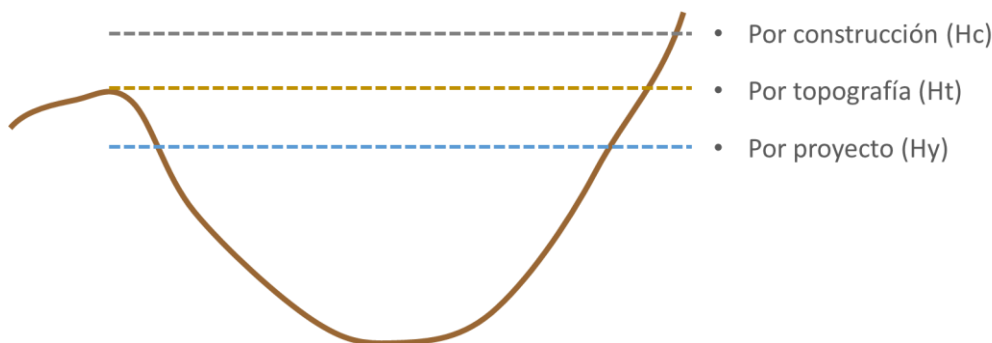


Figura 6. Criterio de pendiente de laderas

$$D_{max} = 2 \cdot \frac{H_v}{S_{min}} \quad [1]$$

Donde  $D_{max}$  es la distancia horizontal máxima (m) entre las laderas;  $H_v$  es la altura de verificación (m) de esa distancia; y  $S_{min}$  es el valor mínimo aceptable de pendiente media (%) de las laderas.

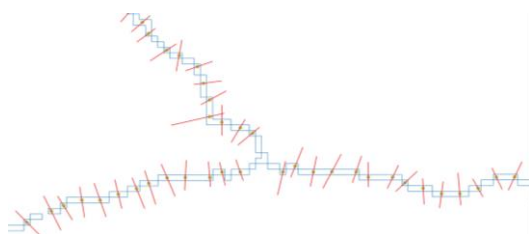
La altura de exploración vertical de la geometría de la presa se limita por el mínimo de un conjunto de criterios (Ec. 2). Éstos pueden ser constantes predefinidas por el usuario de aplicación general, como la altura máxima de construcción por la tecnología disponible ( $H_c$ ), o una altura de proyecto seleccionada ( $H_y$ ). O bien, por la elevación del parteaguas más bajo en el eje de presa ( $H_t$ ), ya sea en la margen izquierda o derecha, que es específico de cada celda (Fig. 7).



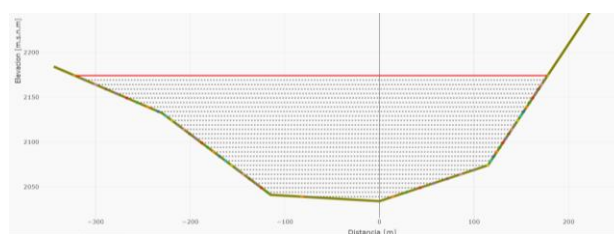
**Figura 7.** Altura límite de exploración de presa

$$H_{max} = \text{Min} (H_c, H_y, H_t) \quad [2]$$

Se determina la geometría de la sección vertical de la presa, con un intervalo vertical de exploración  $\Delta v$  de 1 m, o de sus múltiplos, hasta el límite  $H_{max}$  (Figs. 8, 9).



**Figura 8.** Ejes de presas



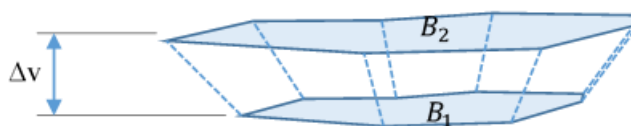
**Figura 9.** Área de presa

El área de la sección vertical transversal al tramo de corriente, que representa el área de la presa o cortina, se determina con Fórmula del área de Gauss (Ec. 3). Se registra en la tabla de alternativas de presas los valores de elevación, altura, área de la sección transversal y longitud de corona.

$$A = \frac{1}{2} [\sum_{i=1}^{n-1} x_i y_{i+1} + x_n y_1 - \sum_{i=1}^{n-1} x_{i+1} y_i - x_1 y_n] \quad [3]$$

Donde  $A$  es el área del polígono ( $m^2$ ),  $n$  es el número de lados del polígono; y  $(x_i, y_i)$ ,  $i = 1, 2, \dots, n$  son los vértices del polígono de la sección, es decir las distancias al cauce (m) y las elevaciones del MDE (msnm).

En paralelo, se determina por intervalos  $\Delta v$  la geometría de los embalses correspondientes a las alternativas de altura de presas. El volumen entre dos curvas de nivel en un embalse, se asemeja al de un tronco de pirámide o cono con bases paralelas (Fig. 10), y se calcula con la media heroniana (Ec. 4).



**Figura 10.** Volumen troncocónico de embalse

$$V = \frac{1}{3} \Delta v (B_1 + B_2 + \sqrt{B_1 \cdot B_2}) \quad [4]$$

Donde  $V$  es el volumen del embalse entre las elevaciones 1 y 2 ( $\text{hm}^3$ );  $B_1$  y  $B_2$  son las áreas horizontales del embalse en las elevaciones 1 y 2 (ha);  $\Delta v$  es la diferencia entre las elevaciones 1 y 2 (m), es decir la altura de la pirámide trunca. Se registra en la tabla de alternativas de embalse los valores de elevación, altura, área inundada y volumen de embalse.

Se determina el indicador de eficiencia geométrica ( $I_{eg}$ ) para cada alternativa de localización y altura de presa y embalse (Ec. 5), y se registra en la misma tabla.

$$I_{eg} = V_e / A_p \quad [5]$$

A solicitud del usuario, se obtienen tablas de localización y de geometría de las alternativas de presas y embalses, así como gráficos de diferentes tipos y mapas que pueden ser analizadas con las funciones de R y sus librerías o exportadas a otras aplicaciones (Figs. 11, 12, 13, 14, 15).

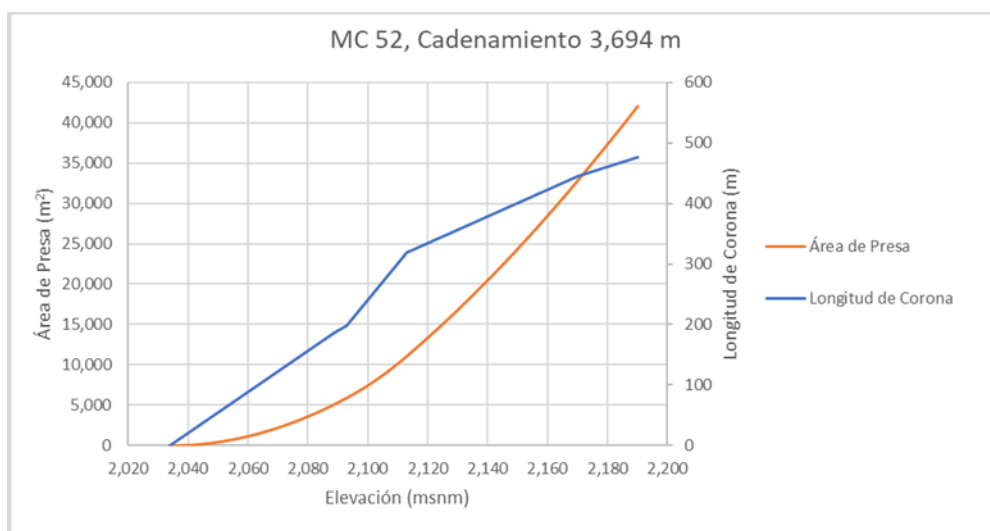


Figura 11. Geometría de presa Mazar

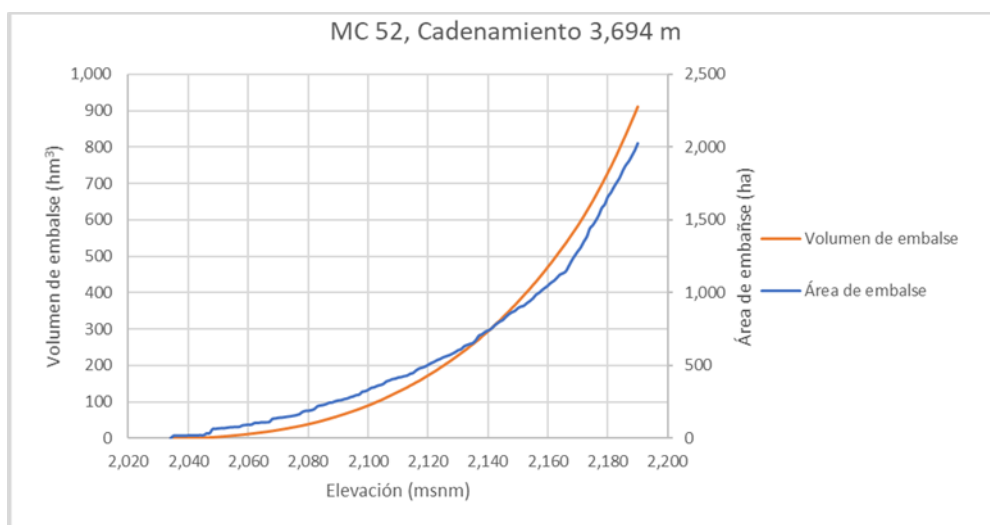
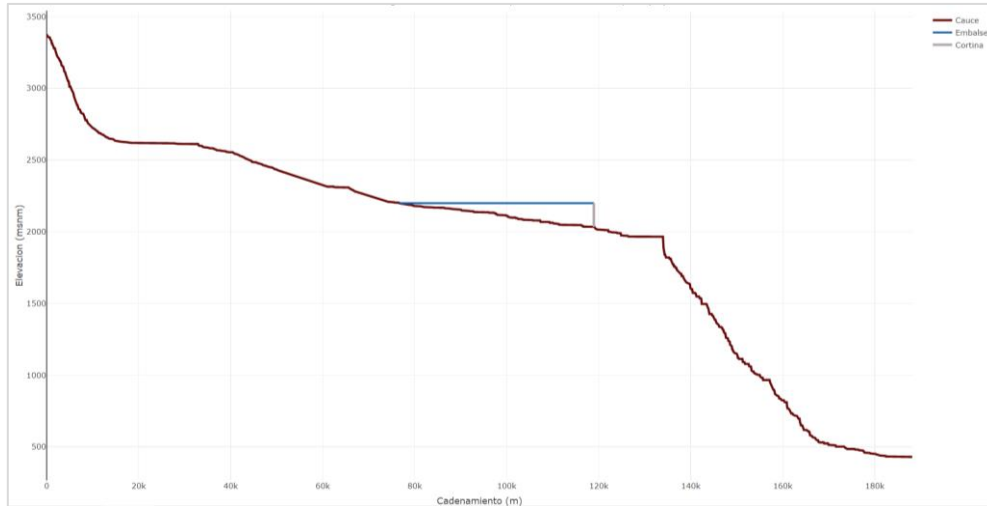
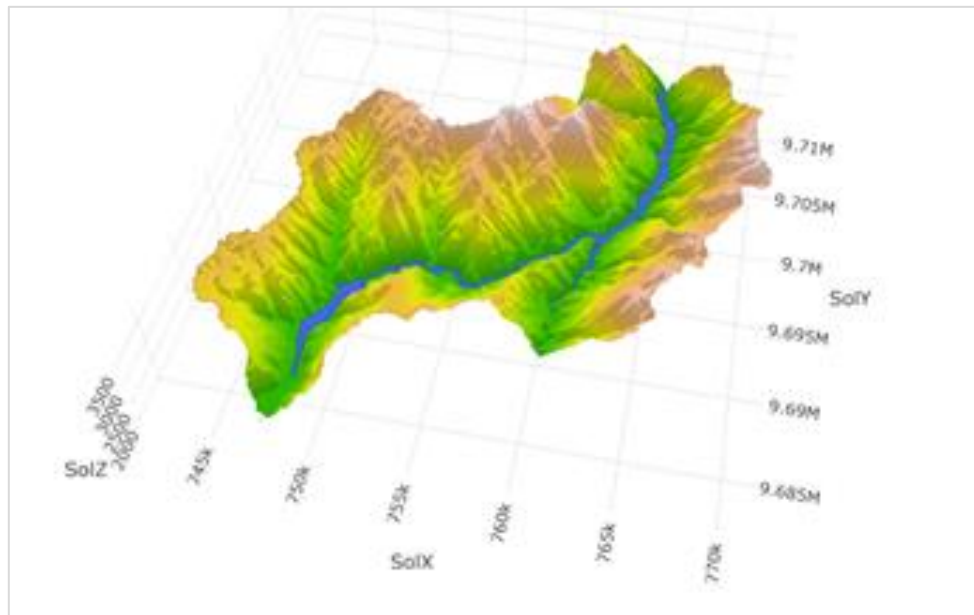


Figura 12. Geometría de embalse Mazar

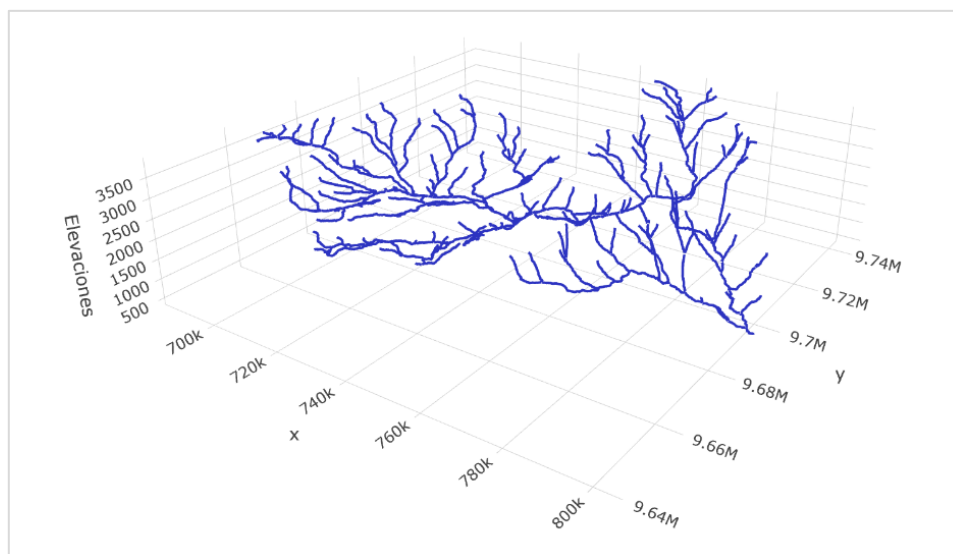




**Figura 13.** Perfil de corriente principal de presa Mazar



**Figura 14.** Vista 3D de presa Mazar y MDE



**Figura 15.** Vista 3D de red de corrientes del río Paute

## RESULTADOS

*GeoDamRes* se ha aplicado en forma piloto a la cuenca hidrográfica del río Paute en Ecuador, que tiene una extensión de 6,439 km<sup>2</sup>. Su MDT, con resolución de 92.417 m, fue discretizado en forma homogénea y datallada en 323 microcuencas con superficie media de 20 km<sup>2</sup>. La red de corrientes resultante tiene 323 tramos, con longitud total de 1,432 km y media de 4.433 km. La red de corrientes completa tiene 13,758 celdas, que es el máximo de sitios que podría ser explorado.

Se ejecutó la aplicación *GeoDamRes* en un computador portátil con procesador RYZEN 5 4600 H @3.00 GHz, considerando condiciones críticas y aliviadas. La tabla 1 muestra las estadísticas correspondientes.

En el primer caso, con tiempo de 19.15 h, el intervalo horizontal de exploración fue de 90 m, en todas las celdas posibles; el intervalo vertical fue 1 m; la pendiente mínima de laderas fue de 10%; y la altura limitante de presa fue la constructiva de 250 m o la topográfica.

En el segundo caso, con tiempo de 5.28 h, el intervalo horizontal de exploración fue de 180 m, aproximadamente cada dos celdas posibles; el intervalo vertical fue 2 m; la pendiente mínima de laderas fue de 10%; y la altura limitante de presa fue la de proyecto de 120 m o la topográfica.

**Tabla 1.** Estadísticas de ejecución de *GeoDamRes*

Variable	Condiciones críticas	Condiciones aliviadas
Tiempo de ejecución (s)	68,927	18,994
Sitios analizados	11,726	6,032
Alternativas encontradas	2,148,594	185,560
Celdas de corriente omitidas	<b>2,032</b>	7,726
Altura de presa (media)	182.23	59.50
Longitud de corona (media)	1,370.86	444.47

## DISCUSIÓN

La aplicación *GeoDamRes* forma parte de un conjunto más amplio de herramientas en desarrollo, útiles en la gestión de recursos hídricos, particularmente en la prospección sistemática del potencial hidroeléctrico de cuencas hidrográficas.

Para mejorar la representación del relieve de la cuenca hidrográfica, es enteramente posible utilizar como entrada de la aplicación un MDE más detallado, por ejemplo, con resolución de celda de 10 metros. Con ello, se tendrá mayor precisión en la geometría de presas y embalses.

En una etapa siguiente de desarrollo de la aplicación se añadirán otros criterios limitantes de la altura de presa, incluyendo: por reglamento (Hr), por hidrología (Hh), por uso de suelo restringido (Hs), por coincidencia con obra (Ho), por área de embalse (Ha), por volumen de embalse (Hv), por potencia (Hp). El primero sería predefinido y de aplicación general. En cambio, los restantes son específicos de la geometría de cada embalse, así como del análisis hidrológico o geoespacial en cada celda, con rasgos geográficos adicionales de entrada.

Para el análisis hidrológico certero, se contempla usar como entrada de la aplicación los resultados de la plataforma de modelación hidrológica distribuida *MGB* (Collischonn *et al*, 2001), que asimila los resultados de análisis fisiográfico procesados por *IPH-HydroTools*.

## CONCLUSIONES

Se desarrolló y probó la aplicación *GeoDamRes*, que es una herramienta que permite determinar en forma sistemática, eficiente y precisa la geometría de presas y embalses, en todos los puntos de la red de corrientes de cuencas hidrográficas extensas.

El conocimiento para la determinación eficiente y precisa de la geometría de presas y embalses dará base al cálculo posterior de los atributos económicos, ambientales y sociales. Esto hará posible seleccionar y dimensionar prospectos de embalses de propósitos múltiples; particularmente, para proyectos hidroeléctricos.

## AGRADECIMIENTOS

El autor agradece la gestión de la Dra. Verónica Graciela Minaya Maldonado de la EPN para disponer de tiempo parcial de la colaboración del coautor en el marco del Programa HYPOSO.

## REFERENCIAS

- Cedeño, J., Donoso, M.C.** (2010). *Atlas pluviométrico del Ecuador*. UNESCO Programa Hidrológico Internacional, PHI-VII, Documento Técnico N° 21, 86 p., ISBN: 978-92-9089-140-6
- Collischonn, W.** (2001). Simulação hidrológica de grandes bacias. Tesis de Doctorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, RGS, Brasil.
- Larentis, D. G.** (2009). *Prospecção de Potencial Hidrelétrico Remanescente*. Tese de Doutorado em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH) da UFRGS. Porto Alegre, RS
- QGIS** (2022). *Un Sistema de Información Geográfica libre y de Código Abierto*, versión 3.26.1. Disponible en <https://www.qgis.org/es/site/>
- R Foundation** (2022). Lenguaje y ambiente de programación libre, versión 4.2.1. Disponible en <https://www.r-project.org/>
- Siqueira, V., Fleischmann, A., Jardim, P., Fan, F., & Collischonn, W.** (2016). *IPH-Hydro Tools: A GIS coupled tool for watershed topology acquisition in an open- source environment*. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, 21, 274-287. <https://doi.org/10.21168/rbrh.v21n1.p274-287>
- Yamazaki, D., Ikeshima, D., Tawatari, R., Yamaguchi, T., O'Loughlin, F., Neal, J. C., Sampson, C.C., Kanae, S., and Bates, P.D.** (2017). *A high-accuracy map of global terrain elevations*. Geophysical Research Letters, 44, 5844– 5853, doi: 10.1002/2017GL072874
- Yamazaki, D., Ikeshima, D., Sosa, J., Bates, P.D., Allen, G.H., Pavelsky, T.M.** (2019). *MERIT Hydro: A high-resolution global hydrography map based on latest topography datasets*. Water Resources Research, vol.55, pp.5053-5073, 2019, doi: 10.1029/2019WR024873

## IMPACTO DA INFRAESTRUTURA VERDE NO DIMENSIONAMENTO DA REDE DE MICRODRENAGEM

Wallace Barreto Ramos<sup>1</sup>, Antonio Krishnamurti Beleño de Oliveira<sup>2</sup>, Carolina Lopes Carvalho<sup>3</sup>,  
Oswaldo Moura Rezende<sup>1</sup> e Marcelo Gomes Miguez<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), Av. Athos da Silveira Ramos, 149, Centro de Tecnologia, Bloco I, Sala 206 - Ilha do Fundão, Rio de Janeiro, Brazil

<sup>2</sup> Programa de Engenharia Civil (PEC), Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-graduação e Pesquisa de Engenharia (COPPE), Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), Av. Athos da Silveira Ramos, 149 - Centro de Tecnologia - Bloco B, Sala 101 - Ilha do Fundão, Rio de Janeiro, Brazil

<sup>3</sup> Programa de Engenharia Urbana (PEU), Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), Av. Athos da Silveira Ramos, 149, Centro de Tecnologia, Bloco I, Sala 206 - Ilha do Fundão, Rio de Janeiro, Brazil

wallace.bramos@poli.ufrj.br, krishnamurti@poli.ufrj.br, carolininalopes@poli.ufrj.br, omrezende@poli.ufrj.br, marcelomiguez@poli.ufrj.br

### RESUMO:

Centros urbanos e áreas em urbanização sofrem com os crescentes prejuízos causados pelas inundações, mesmo havendo cada vez mais investimentos em estruturas de controle de inundações, concebidas como infraestruturas cinzas. A fim de aumentar a resiliência às inundações urbanas, nota-se uma mudança no paradigma do manejo de águas pluviais, reduzindo o uso de soluções tradicionais, locais e reativas, para uma abordagem sistêmica e proativa, com uso de soluções baseadas na natureza e conceitos de adaptação e harmonização. Este artigo avaliará o dimensionamento da rede de microdrenagem em uma microbacia do Rio Piraquê-Cabuçu, utilizando a abordagem WSUD (Water Sensitive Urban Design) com infraestrutura verde (IV) como forma de mitigação dos efeitos negativos da chuva. Será realizada modelagem hidrológica-hidrodinâmica, com apoio do MODCEL, para testar diferentes cenários e, assim, analisar os efeitos positivos da implementação da IV em termos de redução dos escoamentos superficiais (vazões de pico e volumes), comparando-os aos resultados do sistema com técnicas tradicionais de dimensionamento de infraestrutura cinza.

### ABSTRACT:

Urban areas suffer from the increasing damages caused by floods, even with more investments in flood control structures, conceived as gray infrastructures. In order to expand the resilience to urban floods, there is a change in the paradigm of stormwater management, reducing the use of traditional, local and reactive solutions, to a systemic and proactive approach, using solutions based on nature and concepts of adaptation and harmonisation. This work will evaluate the design of the microdrainage system in a micro-basin of the Piraquê-Cabuçu River, using the WSUD (Water Sensitive Urban Design) approach with green infrastructure (IV) as a way of mitigating the negative effects of rain. Hydrological-hydrodynamic modeling will be carried out, with the support of MODCEL, to test different scenarios and, thus, analyze the positive effects of implementing IV in terms of reducing surface runoff (peak flows and volumes), comparing them to the results of the system with traditional design techniques.

**PALABRAS CLAVES:** *drenagem urbana; infraestrutura verde; modelagem hidrodinâmica; MODCEL.*

## INTRODUÇÃO

Centros urbanos e áreas em urbanização sofrem com os crescentes prejuízos causados pelas inundações, mesmo havendo cada vez mais investimentos em estruturas de controle de inundações, concebidas como infraestruturas cinzas. A fim de aumentar a resiliência às inundações urbanas, nota-se uma mudança no paradigma do manejo de águas pluviais, reduzindo o uso de soluções tradicionais, locais e reativas, para uma abordagem sistêmica e proativa, com uso de soluções baseadas na natureza e conceitos de adaptação e harmonização. Este trabalho avaliará métodos de dimensionamento da rede de microdrenagem em microbacia urbana afluenta ao Rio Piraquê-Cabuçu. Será dimensionado um sistema de microdrenagem de forma tradicional, considerando intervenções com infraestrutura cinza, posteriormente, utilizando a abordagem com base no conceito WSUD (Water Sensitive Urban Design) com infraestruturas verdes e azuis como forma de mitigação dos efeitos negativos de possíveis alagamentos remanescentes, será avaliado um novo sistema de microdrenagem.

A modelagem hidrodinâmica será realizada por meio do Modelo de Células de Escoamento para Bacias Urbanas (Miguez, 2001; 2017) para testar os possíveis cenários da rede de microdrenagem e, por fim, serão comparados os resultados do funcionamento da rede, em termos de vazões máximas e volumes totais de escoamento superficial drenados pelo sistema. Espera-se, assim, mensurar os efeitos da implantação de um sistema de drenagem com base no conceito de infraestrutura verde e azul para a mitigação dos alagamentos, reduzindo as vazões de pico e o volume total de escoamento drenado durante chuvas intensas, em relação a um sistema tradicional.

## OBJETIVO

Desenvolver um projeto de rede de drenagem, apoiado em uma ferramenta de modelagem computacional para simulação hidrodinâmica, buscando a implantação de infraestrutura verde e azul, utilizando o conceito de WSUD (Water Sensitive Urban Design), para desenvolvimento de um manejo de águas pluviais sustentável e mais eficiente, viabilizando, assim, uma solução que melhore a relação entre a urbanização e a natureza na bacia do rio Piraquê-Cabuçu. Como resultado deste trabalho espera-se discutir e avaliar os benefícios de um planejamento de drenagem urbana integrado, considerando a concepção de um projeto de drenagem urbana para o desenvolvimento de um projeto de cidades sensíveis a água.

## REGIÃO DE ESTUDO DE CASO

O estudo de caso é situado na bacia hidrográfica do Rio Piraquê-Cabuçu, localizado na Zona Oeste do município do Rio de Janeiro, fazendo parte como microbacia da macrorregião da Bacia de Sepetiba. A construção do que é a conhecida Zona Oeste do município do Rio de Janeiro tem seu início de crescimento na primeira metade do século XX, seguindo de maneira acelerada com as reformas urbanas realizadas nas décadas seguintes, como a remoção de comunidade na Zona Sul da cidade, deslocando, assim, essa população para bairros como Realengo e Bangu. (BARROS, 2020)

A região encontra-se no bairro de Campo Grande que considerando o crescimento populacional entre as décadas de 2000 e 2010 lidera como o bairro com o maior crescimento populacional. Durante as preparações para organização dos megaeventos sediados no município do Rio de Janeiro, Copa do Mundo e as Olimpíadas, nos anos de 2014 e 2016, respectivamente, estima-se que cerca de 150 mil famílias foram removidas de suas residências desde o ano de 2010, de acordo com o Comitê Popular da Copa do Mundo e das Olimpíadas do Rio de Janeiro – CPCMO. O bairro de Campo Grande lidera o ranking do número de habitantes do município, e de acordo com BARROS

(2020), liderando também o crescimento populacional, se consolidou como principal polo de acolhimento de populações de diversas áreas da cidade.

A região do estudo de caso conta com aproximadamente 0,5 km<sup>2</sup> de área e está situada na margem do rio da Prata do Cabuçu, com maioria parte dela ocupada por construções antrópicas, até mesmo algumas áreas da margem do rio se encontram com áreas construídas.

O mapa da Figura 1 apresenta a microbacia estudo de caso do presente trabalho. É possível observar ainda alguns espaços vazios com a presença de vegetação que no escopo deste trabalho serão aproveitados os espaços vazios para alocação de soluções de infraestrutura verde.



**Figura 1.** Microbacia urbana da Bacia do Rio Piraguê-Cabuçu

## METODOLOGIA

A etapa inicial do estudo é o dimensionamento do projeto de microdrenagem, considerando uma concepção tradicional (infraestrutura cinza), com seus respectivos dispositivos. O sistema é dimensionado seguindo a literatura padrão para o projeto de uma rede de microdrenagem, adotando as particularidades de projeto para a região específica de estudo de caso.

A implantação de medidas de infraestrutura verde em locais de crescimento urbano desordenado, no quais a região encontra-se ocupada de construções e com o uso do solo quase que impermeabilizado, a implementação de infraestrutura verde além de propor uma melhor condição para o local quando submetida a cheias, traz os benefícios com a incorporação de espaços multifuncionais. Essas medidas aumentam a permeabilidade do solo e a relação da cidade com as chuvas, diminuindo os picos de vazão da cheias e diminuindo o estresse causado na rede de drenagem.

Os cenários de estudo (sem infraestrutura, infraestrutura cinza e infraestrutura cinza+verde) serão analisados de forma hidrodinâmica, utilizando o Modelo de Células de Escoamento (MODCEL) (MIGUEZ, 2001), de maneira a buscar a melhor forma de avaliar o escoamento. E avaliar também os impactos da implementação de soluções que mitiguem os efeitos negativos das chuvas, analisando através das simulações o que acontece na região. O modelo de escoamento por células permite o

estudo de como se dá o escoamento através das ligações entre as células, que comportam as informações da topografia e hidrológicas, e regem o escoamento de acordo com a forma que as células estão interligadas, possibilitando obter vazões e níveis máximos em uma malha de simulação, esses resultados servem tanto para o escoamento superficial, como para o escoamento nas redes de drenagem.

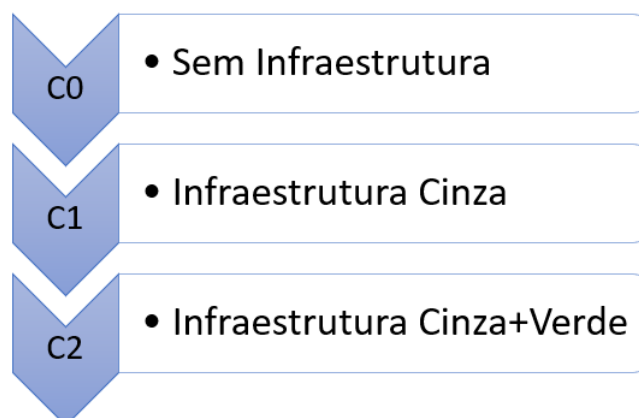
Para entendimento dos escoamentos locais e análise das possíveis linhas de solução, serão propostos 3 cenários de simulação no presente trabalho.

O Cenário 0 diz respeito a situação em que não há rede de microdrenagem implementada na micro-bacia. Este cenário serve para avaliar o escoamento superficial na área de estudo sem a presença de um sistema de drenagem urbana, observando somente o escoamento superficial, dependente da topografia do local.

O Cenário 1, com o projeto de um sistema de microdrenagem urbana tradicionalmente cinza para manejo das águas pluviais, tem como objetivo avaliar a performance hidrodinâmica do sistema.

O Cenário 3 considera a implantação de um projeto dotado de medidas compensatórias na drenagem urbana, complementar ao sistema tradicional, e avalia os resultados de um sistema de drenagem integrador de infraestrutura verde com a infraestrutura cinza.

A Figura 2 apresenta um resumo dos cenários desenvolvidos no âmbito do presente trabalho.

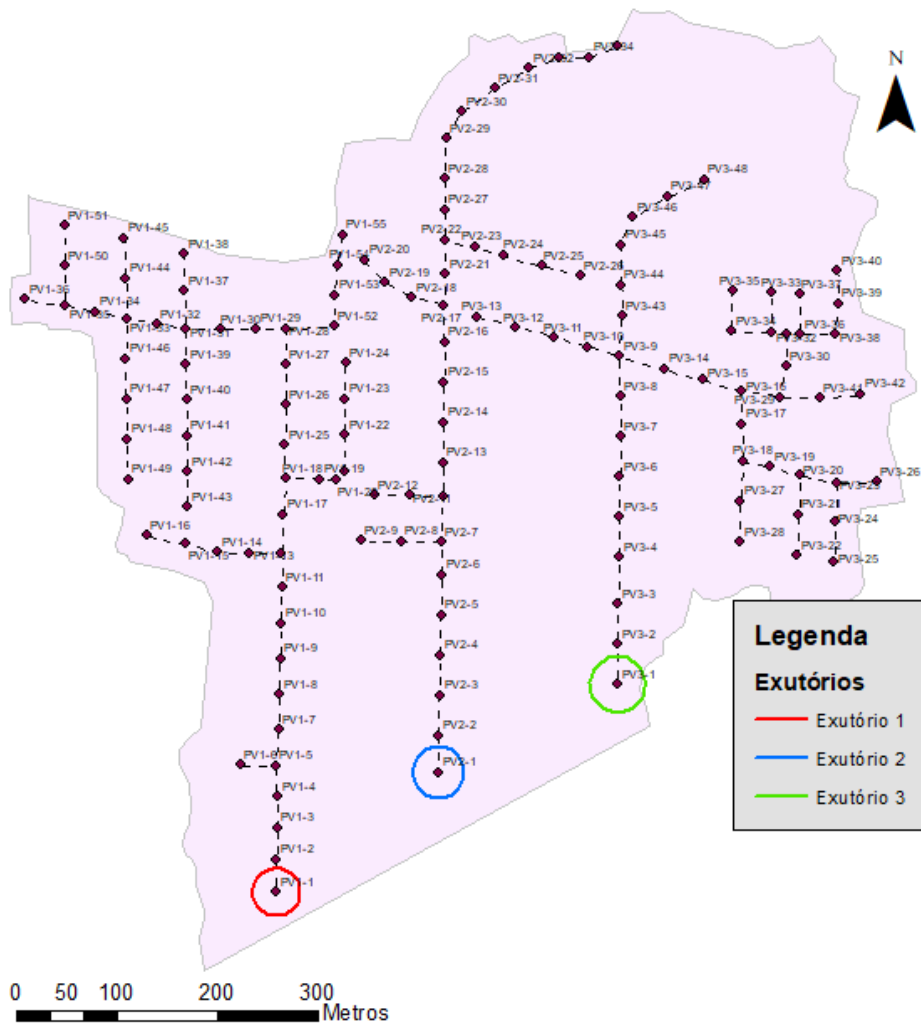


**Figura 2.-** Caracterização dos cenários avaliados

O projeto da rede de drenagem, com os respectivos dispositivos foram determinadas para a microbacia em questão, dimensionando as galerias que serão responsáveis por escoar a vazão de projeto para o tempo de recorrência que foi dimensionada (TR10 para microdrenagem).

As etapas para dimensionamentos da rede de drenagem utilizadas seguiram o roteiro de confecção sugerido para o dimensionamento de galerias pluviais de seção circular, adaptado por MIGUEZ et al. (2015) do Manual de Drenagem de Rodovias (BRASIL, 2006). O dimensionamento foi dividido em 3 principais partes, poço de visita, deflúvio a escoar para jusante e galeria de jusante.

Para fins de facilidade de dimensionamento foram nomeados os PV's e os respectivos trechos de forma a referenciar o exutório da rede da microdrenagem, ficando definido três pontos de escoamento no Rio da Prata do Cabuçu (Redes indicadas por PV1, PV2 e PV3), conforme apresentada a respectiva divisão na Figura 3.



**Figura 3** – Nomenclatura dos PV's da Rede de Microdrenagem

O projeto de infraestrutura verde a ser implementado na região de estudo de caso foi concebido de forma a ser agregador para a população local, se tornando objeto de valorização paisagística e urbana na localidade além de agregar na mitigação dos efeitos adversos acusados pelos eventos chuvosos para os quais sejam de um tempo de recorrência, no qual a rede de microdrenagem não foi dimensionada.

A seguir serão apresentados os projetos de infraestrutura verde adotados e a localidade onde serão posicionados na microbacia urbana.

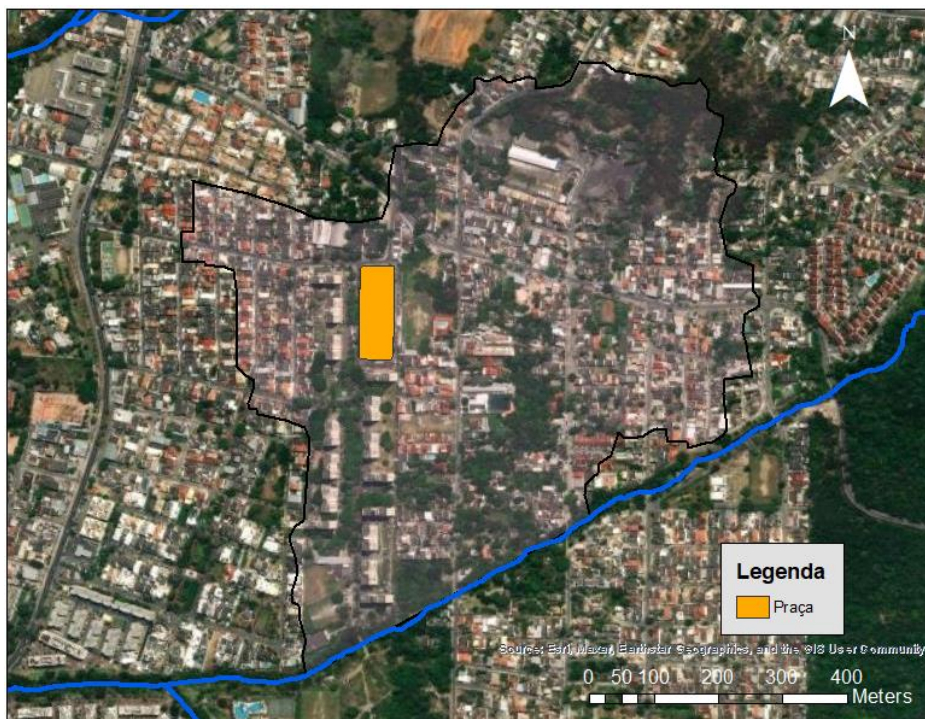
Para o levantamento das áreas a serem aplicadas a concepção do projeto de telhado verde segundo DANG et al. (2020), o levantamento de telhados da cidade do Rio de Janeiro mapeados em uma possível adequação para o uso da infraestrutura verde. Na Figura 4 encontram-se os telhados verdes a serem incorporados na análise do modelo de células de escoamento, adaptado de DANG et al. (2020). No âmbito do presente projeto de graduação não será abordada o nível de implantação quanto as camadas que compõem um telhado verde e seu respectivo dimensionamento, mas, sua capacidade de armazenamento e diminuição do escoamento superficial na região.





**Figura 4.** – Aplicação do projeto de telhado verde na microbacia urbana

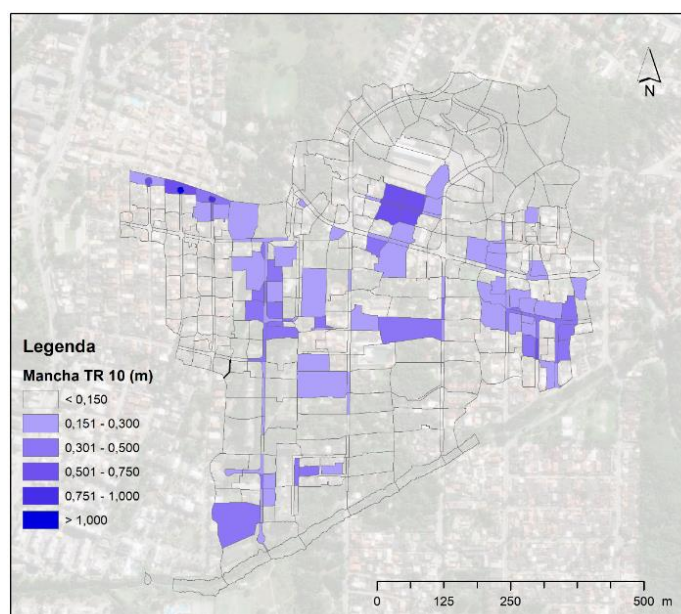
Outra proposta de infraestrutura verde na microbacia é a Praça Pedro Veloso da Silveira localizada na microbacia urbana de estudo de caso apresentada na Figura 5 a praça conta com área aproximada de 7.800 m<sup>2</sup>. Praças e parques públicos no quais são concebidos como locais de lazer para a população do local, no entanto são espaços disponíveis para a implementação de espaços para manejo de águas pluviais de forma sustentável, aplicando conceitos de infraestrutura verde, soluções baseadas na natureza (SBN) e desenvolvimento de baixo impacto (LID), essas áreas públicas podem integrar o lazer com o manejo de águas pluviais, resultando em um melhor desempenho de resiliência a inundações como também uma game maior de benefícios para a população.



**Figura 5.** – Localização da Praça Pedro Veloso da Silveira

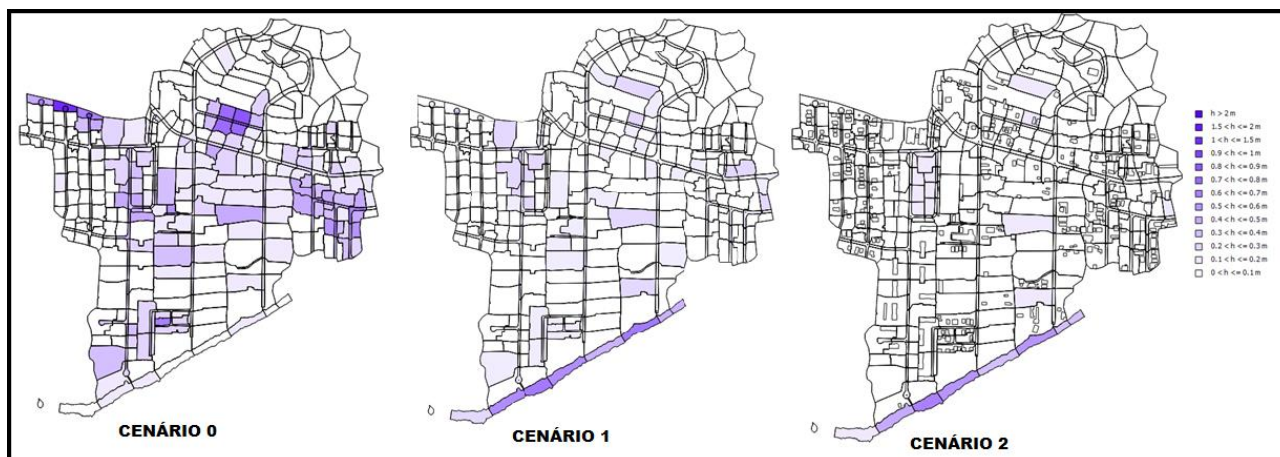
## RESULTADOS E DISCUSSÃO

Na avaliação do modelo de células de escoamento em multicamadas, de forma a avaliar de forma hidrodinâmica o escoamento superficial e o escoamento pela rede de microdrenagem, foram analisados os três cenários propostos para os três tempos de recorrência, baseados na metodologia do trabalho. Dessa forma foi feito a simulação das células superficiais da microbacia urbana sem a existência da rede de microdrenagem, cenário 0, na Figura 6 observa-se a mancha de inundação máxima gerada por uma chuva com tempo de recorrência de 10 anos, a lâmina máxima chega a profundidade 1,18 m e constata-se a irregularidade da topografia da microbacia urbana que apresenta áreas de retenção das águas pluviais, fazendo-se necessário a elaboração de um projeto de rede de microdrenagem para escoar a água.



**Figura 6.** Manchas de alagamento para a microbacia urbana diante de uma chuva com 10 anos de tempo de recorrência

Na figura 7 são apresentados os resultados para uma chuva com 100 anos de tempo de recorrência, no qual, geraria grandes lâminas de inundação para cenário 0 sem um sistema de drenagem urbana, no cenário 1 é observado falhas da rede para qual foi dimensionada para um tempo de recorrência menor do que o evento apresentado, com isso, a proposição do cenário 2 da intervenção com soluções em infraestrutura verde para a microbacia urbana de estudo de caso, de forma a mitigar os efeitos da chuva na localidade, resultado esse observado no cenário 2.



**Figura 7.** Comparação das manchas de alagamento para a microbacia urbana diante de uma chuva com 100 anos de tempo de recorrência para cada cenário proposto

Conforme apresentado na Figura 3, os exutórios da rede de microdrenagem foram referenciados em três pontos de escoamento, indicados por PV1, PV2 e PV3. Na Tabela 1 foi comparado as vazões máximas obtidas na modelagem hidrodinâmica em cada exutório e a sua comparação respectiva para cada tempo de recorrência TR 10, 25 e 100 anos, comparando com o cenário 1, somente o sistema de drenagem tradicional com infraestrutura cinza e o cenário 2 com a implementação da infraestrutura verde no sistema de drenagem. Avaliando também a redução do pico de vazão máxima para cada cenário e tempo de recorrência associado.

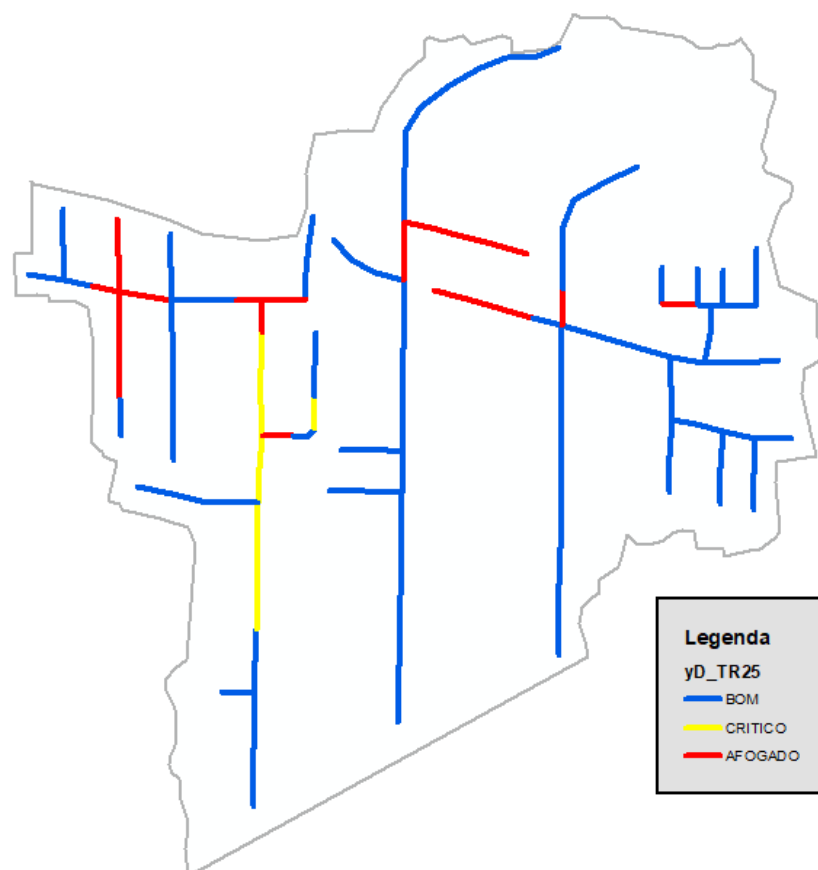
**Tabela 1.-** Comparação de vazões máximas por exultório da rede de microdrenagem

	TR10			TR25			TR100		
	C1 Q <sub>máx</sub>	C2 Q <sub>máx</sub>	Redução	C1 Q <sub>máx</sub>	C2 Q <sub>máx</sub>	Redução	C1 Q <sub>máx</sub>	C2 Q <sub>máx</sub>	Redução
	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)	(%)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)	(%)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)	(%)
<b>Exutório 1</b>	3.23	2.86	11.60%	3.84	3.10	19.18%	4.44	4.27	3.77%
<b>Exutório 2</b>	2.01	1.90	5.65%	2.32	2.23	4.12%	2.87	2.79	2.86%
<b>Exutório 3</b>	3.44	3.19	7.19%	4.14	3.88	6.33%	5.39	5.15	4.53%
<b>TOTAL</b>	8.69	7.95	8.47%	10.30	9.21	10.62%	12.70	12.21	3.89%

Na verificação do funcionamento da rede para o TR 10 anos de projeto é importante a constatação do funcionamento da rede com a lâmina d'água abaixo do topo da galeria, respeitando a premissa de dimensionamento que considera a ocorrência de um escoamento em superfície livre na rede de drenagem.

A rede de microdrenagem, no qual de acordo com a metodologia de projeto prevista pela RIO-ÁGUAS (2019), apresenta um projeto de rede para o TR 10 anos, é observado o funcionamento da rede para TR maiores, como visto na Figura 8, para o TR 25 anos, no qual os níveis d'água no interior das galerias foi avaliado, classificando o funcionamento hidráulico de cada trecho segundo o enchimento máximo da seção, em "bom" ( $y/D < 85\%$ ), "crítico" ( $85\% < y/D < 100\%$ ) e "afogado" ( $y/D > 100\%$ ).

O superdimensionamento seguindo as metodologias de cálculo utilizando planilhas baseadas na equação de manning, mostra a necessidade da verificação da rede de forma hidrodinâmica, buscando avaliar as interações sociais e ambientais presentes na região de estudo de caso, permitindo assim o desenvolvimento e elaboração de um projeto mais adequado e integrador, utilizando soluções baseadas na natureza e de baixo impacto de desenvolvimento.



**Figura 8.** Relação  $y/D$  da rede de drenagem na microbacia para o cenário 1 TR25 anos.

## CONCLUSÕES

Para que o manejo de águas pluviais garanta qualidade e segurança para a população do local, é imprescindível o dimensionamento de um projeto de sistema de drenagem urbana através de galerias da rede de microdrenagem, seguindo a metodologia tradicional e a verificação do funcionamento da rede de forma hidrodinâmica. A simulação hidrodinâmica realizada de maneira complementar ao dimensionamento tradicional pode ser utilizada para a verificação do funcionamento das redes, e casos de falha pontuais podem ser corrigidos a partir dos resultados hidrodinâmicos obtidos.

Porém, vale destacar que na maioria dos trechos da rede, a partir do dimensionamento tradicional, há tendência de superdimensionamento. As vazões e velocidades verificadas no modelo hidrodinâmica tendem a ser menores que as estimadas na equação de Manning. Há a necessidade de adequação desses projetos com as realidades locais, buscando através da verificação de forma hidrodinâmica avaliar os projetos de infraestruturas cinzas e verdes de forma integrada, trazendo mais benefícios além do sistema convencional de drenagem urbana para a população.

A infraestrutura verde apresentou os resultados esperados de forma a diminuir o escoamento superficial na microbacia urbana do estudo de caso e reduzir a lâmina máxima de inundação das ruas e quarteirões. Além disso, também houve a redução dos picos de vazão na rede de drenagem. A infraestrutura verde propõe a ser uma solução para os diversos problemas que são enfrentados nos centros urbanos, como ilhas de calor, poluição sonora, qualidade do ar e gestão de recursos hídricos. No passo do desenvolvimento de cidades sensíveis a águas, aplicando conceito de WSUD, temos diversas soluções e projetos a serem avaliados de acordo com a necessidade do local e melhor adequação, como avaliar os custos de implantação e manutenção da infraestrutura verde. Mas seus resultados são avaliados como positivos em diversos âmbitos para a região e população, mesmo sendo aplicados em apenas algumas localidades da região de estudo de caso.

A metodologia aplicada nesse estudo se mostrou eficiente na avaliação dos cenários propostos através de um modelo hidrodinâmico multicamadas. Podendo ser aplicado para diversas verificações no âmbito da drenagem urbana sustentável, para aplicação de outros tipos de infraestrutura verde.

O presente trabalho está ainda em andamento, para aprimoração do estudo. Verificando novas atribuições para o modelo hidrodinâmico e verificar outras propostas de intervenções na região de estudo de caso, da microbacia urbana do Rio Piraquê-Cabuçu, de forma a avaliar e otimizar as intervenções na localidade.

## AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com apoio do CNPq, Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – Brasil. Os autores agradecem à prefeitura do Rio de Janeiro pelas informações cedidas. Agradecimentos especiais à Cátedra UNESCO de Drenagem Urbana em Regiões de Baixada Costeiras da Universidade Federal do Rio de Janeiro.

## REFERENCIAS

- BARROS, F., C.,** (2020) *Análise das dinâmicas socioambientais da bacia hidrográfica do rio Piraquê-Cabuçu, Zona Oeste do município do Rio de Janeiro*. Dissertação de Mestrado. Rio de Janeiro: Universidade do Estado do Rio de Janeiro (IG/UERJ).
- BRASIL.** (2006) Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Manual de Drenagem de Rodovias. 2ª ed. Rio de Janeiro.
- DANG, M.; SAMPAIO, M.** (2020) *O Potencial de Telhados Verdes na Cidade do Rio de Janeiro*. Universidade de Tecnologia de Viena (TU WIEN).
- MIGUEZ, M. G.,** (2001). *Modelo Matemático de Células de Escoamento para Bacias Urbanas*. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, Brasil.
- MIGUEZ, M. G., BATTEMARCO, B. P., SOUSA, M. M., et al.** (2017) Urban Flood Simulation Using MODCEL- An Alternative Quasi-2D Conceptual Model, *Water*, v. 9, n. 45, p. 1-28.
- MIGUEZ, M.G., REZENDE, O., & VERÓL, A.** (2015) *Drenagem urbana: do projeto tradicional à sustentabilidade*. Elsevier Brasil.
- OLIVEIRA, A. K. B.,** (2016). *Projeto De Controle De Inundações Com Uso De Técnicas De Drenagem Urbana Sustentável Na Cidade De Riohacha, Colômbia, Apoiado Em Simulação Matemática*. UFRJ. Rio de Janeiro, Brasil.
- REZENDE, O. M.,** (2018). *Análise Quantitativa Da Resiliência A Inundações Para O Planejamento Urbano: Caso Da Bacia Do Canal Do Mangue No Rio De Janeiro*. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, Brasil.
- RIO-ÁGUAS.** (2019). *Intrusões Técnicas Para Elaboração de Estudos Hidrológicos E Dimensionamento Hidráulico de Sistemas de Drenagem Urbana*, Rio de Janeiro, Brasil.

## ANÁLISIS DEL FLUJO IMPERMANENTE EN RED DE ACUEDUCTOS ALBIGASTA CATAMARCA - SANTIAGO DEL ESTERO, ARGENTINA

Olmos Luis, Silva Fátima, Martínez José

Instituto de Recursos Hídricos. Facultad de Ciencias Exactas y Tecnologías (IRHIFCEyT). Universidad Nacional de Santiago del Estero.  
laolmos@gmail.com, fatimadps96@gmail.com, jmartinezcorva@gmail.com

### RESUMEN:

La mayoría de los acueductos presurizados encuentran fallas en su funcionamiento como consecuencia de los efectos negativos causados por sobrepresiones. Estas, se generan debido a las maniobras de operación de los mismos. En los acueductos presurizados por gravedad, las maniobras críticas se encuentran en el movimiento de válvulas, usadas para la regulación del sistema. La verificación analítica de presiones durante los fenómenos transitorios se obtiene mediante la resolución de ecuaciones de tipo diferencial parcial de segundo orden. La complejidad de estas ecuaciones, sumada la complejidad de los sistemas que se estudian, hace necesaria la utilización de un *software* de cálculo específico para tal fin.

Existen diferentes tipos de *software* para modelar los sistemas de conducción. Sin embargo, cada software presenta dificultades en su configuración para que los resultados obtenidos sean acordes a lo que verdaderamente ocurre.

En el presente trabajo, se verifican las presiones generadas durante los transitorios en el acueducto “El Bolsón – Frías/ Quirós” mediante un modelo computacional.

### ABSTRACT:

Most of the pressurized pipelines find failures in their operation as a consequence of the negative effects caused by overpressures. These are generated due to their operation maneuvers. In gravity-pressurized pipelines, the critical maneuvers are found in the movement of valves, used to regulate the system. The analytical verification of pressures during transient phenomena is obtained by solving second-order partial differential equations. The complexity of these equations, added to the complexity of the systems being studied, makes it necessary to use specific calculation software for this purpose.

There are different types of software for modeling pipelines systems. However, each software presents difficulties in its configuration so that the results obtained are consistent with what really happens.

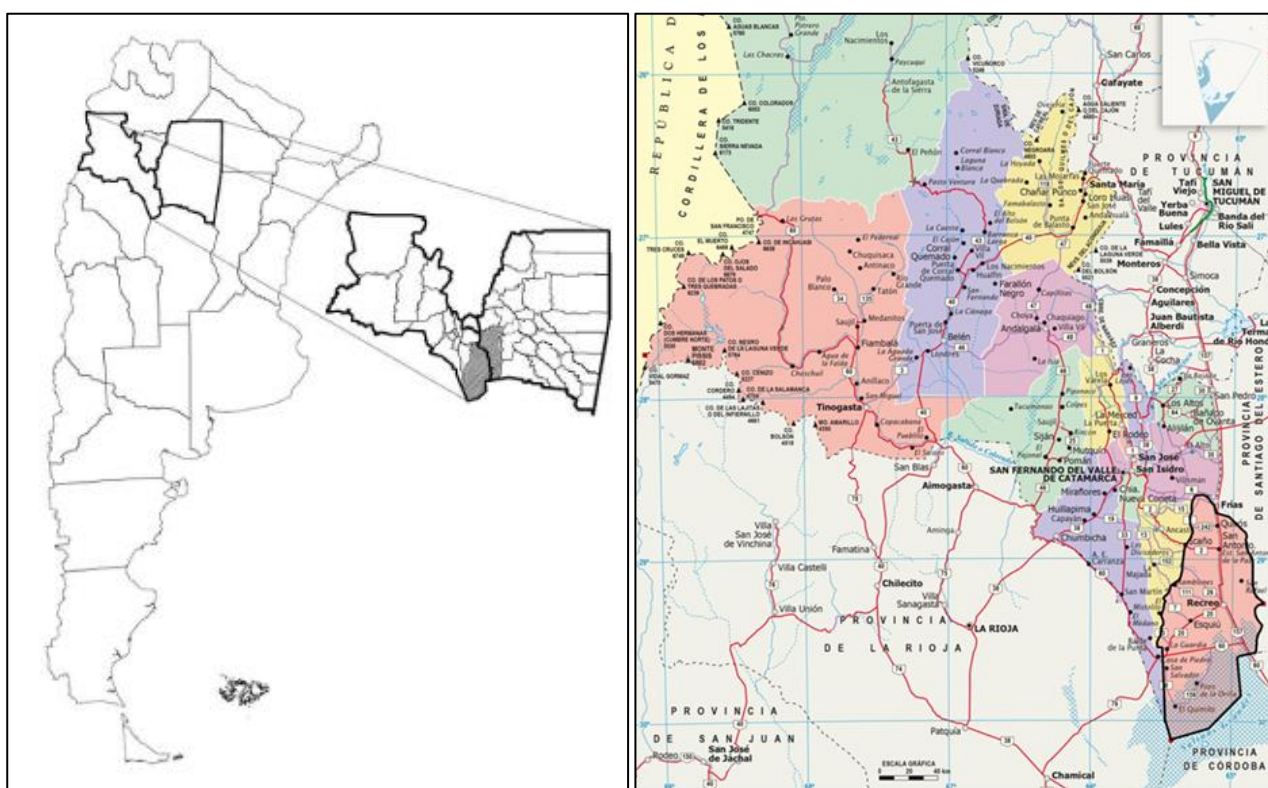
In this work, the pressures generated during transients in the pipeline "El Bolsón - Frías / Quirós" are verified by a computational model.

**PALABRAS CLAVES:** Palabras claves: Acueducto – Presiones – Transitorios - Válvulas

## INTRODUCCIÓN

Los tramos de acueductos en estudio están ubicados en la zona este de la provincia de Catamarca y oeste de la provincia de Santiago del Estero, República Argentina. La región se caracteriza por tener una topografía de zonas montañosas, con pendientes favorables a la conducción. El sistema provee de agua potable a la ciudad de Frías, Santiago del Estero, y a diferentes localidades de la provincia de Catamarca, siendo el último punto del tramo en estudio la localidad de Quirós. El sistema forma parte del proyecto de obras complementarias de la Presa El Bolsón.

El Proyecto está esencialmente compuesto por una obra de cabecera, que permite la regulación del recurso y obras de conducción de agua, para su transferencia a los principales centros de consumo. La presa El Bolsón se emplaza sobre el río Albigasta y creará un embalse con un volumen aproximado de **38 hm<sup>3</sup>** para ser aprovechados de diversas formas, siendo la principal el uso racional y planificado para provisión de agua potable, consumo ganadero y múltiples usos recreativos en el espejo de agua.



**Figura 92.-** Ubic. geográfica: Dique el Bolsón, Provincia de Catamarca ( $28^{\circ}35'24''S$   $65^{\circ}17'14''O$ ). Frías, Pcia. de Santiago del Estero ( $28^{\circ}39'00''S$   $65^{\circ}09'05''O$ ). Quirós, Pcia. de Catamarca ( $28^{\circ}47'00''S$   $65^{\circ}07'00''O$ ).

El Sistema a verificar es una conducción por gravedad regulado por válvulas de cierre, cuyo trazado, en su gran mayoría, va en el sentido favorable de la topografía del terreno.

El *software* de cálculo utilizado en el presente trabajo es *Allievi*, programa para análisis de régimen transitorio, desarrollado por la Universidad Politécnica de Valencia, de licencia gratuita.

El mismo usa el Método de las Características (MDC) para la resolución de las ecuaciones diferenciales que gobiernan los fenómenos transitorios. El MDC es uno de los métodos más ampliamente difundidos por su precisión en los resultados.

El objeto del presente es determinar las sobrepresiones y depresiones producidas durante la ocurrencia de los transitorios, los cuales son generados como consecuencia de las maniobras de operación del sistema. Las presiones se calculan en las tuberías como en los distintos elementos de

regulación y protección, como son válvulas de cierre y válvulas de aire, a fin de recomendar maniobras seguras para la operación del sistema.

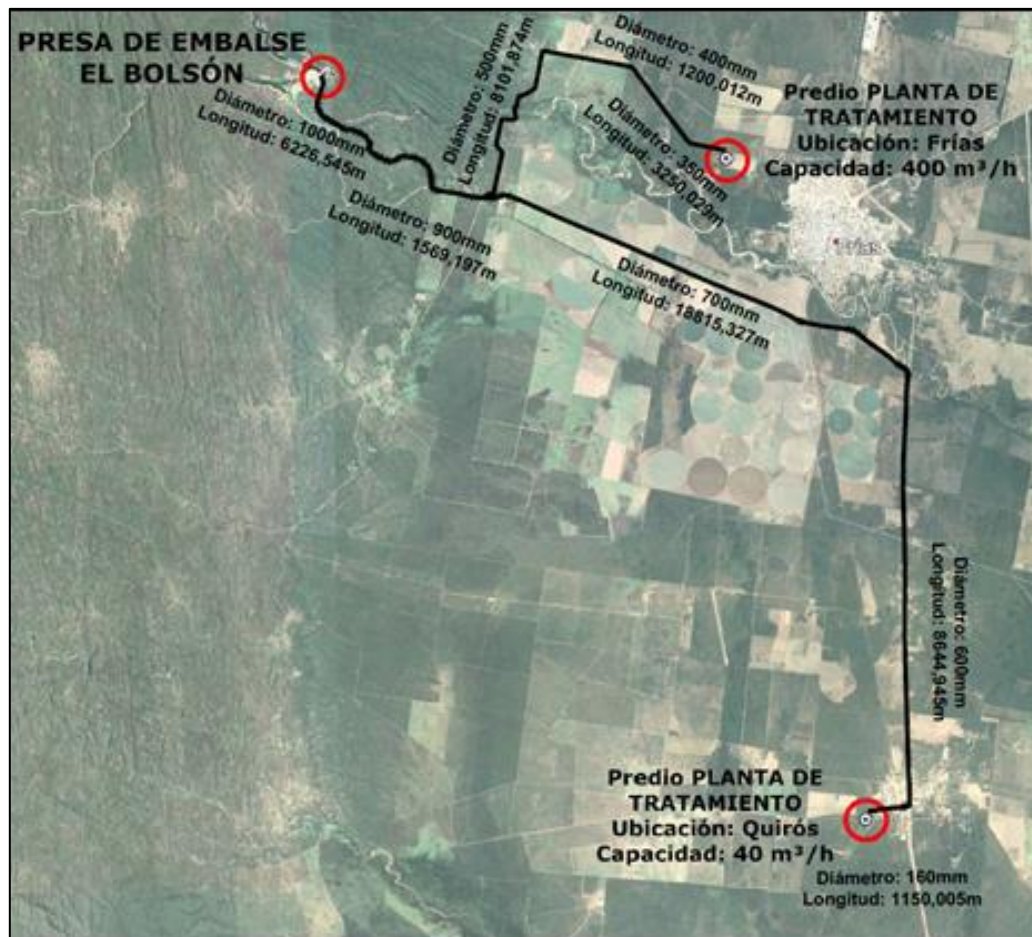
Por otro lado, determinar los caudales apropiados para el proceso de llenado inicial de las tuberías, de forma tal de evitar excesivas presiones durante esta etapa crítica.

## DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA

Tramo El Bolsón – Progresiva 7790: tubería de PRFV DN 1000 mm, Clase 10, longitud 5970 metros seguido de tubería de PRFV DN 900 mm, Clase 10, longitud 2004 metros, descarga a presión atmosférica a represa.

Tramo Progresiva 7790 – Quirós: tubería de PRFV DN 700 mm, Clase 10, longitud 13380 metros seguido de tubería de PRFV DN 600 mm, Clase 10, longitud 8268 metros, descarga a presión atmosférica a represa.

Tramo Progresiva 7790 – Frías: tubería de PRFV DN 500 mm, Clase 10, longitud 13372 metros descarga a presión atmosférica a represa.



**Figura 2.-** Sistema de acueductos a verificar.

## ECUACIONES QUE DEFINEN LAS PRESIONES Y CAUDALES EN TRANSITORIOS

Los problemas de transitorios se resuelven aplicando la ecuación dinámica (1) y la ecuación de continuidad (2) de la hidráulica general expresadas en forma diferencial parcial de segundo orden.



$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{f}{2DA} Q|Q| = 0 \quad (1)$$

$$\frac{a^2}{gA} \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial t} = 0 \quad (2)$$

Donde “a” es la velocidad de la onda del golpe de ariete.

La celeridad de la onda es un parámetro que depende exclusivamente de las características de la tubería y se calcula como:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{47.3 + \frac{D}{e}K}} \quad (3)$$

Donde “a” es la celeridad expresada en m/s “D” es el diámetro interno en metros “e” es el espesor en metros y “k” es el coeficiente de material que depende del módulo de elasticidad de la tubería.

La solución de estas ecuaciones se lleva a cabo con el MÉTODO DE LAS CARACTERÍSTICAS, el cual transforma las ecuaciones diferenciales parciales de segundo orden en ecuaciones diferenciales ordinaria de primer orden cuya solución son solución de las Ecuaciones Diferenciales Parciales (EDPs).

El método da como resultado líneas características a partir de la cuales se obtiene los valores de las incógnitas que son la Presión (H) y el Caudal (Q), las cuales forman una malla de puntos que se calculan iterando tomando condiciones de borde.

### Cálculo de la Celeridad de la Onda

Se adopta como módulo de elasticidad para tuberías de PRFV 2,4x105 MPa.

**Tabla 18.-** Celeridad de onda p/cada cañería

PRFV-C10-D1000	D <sub>iPRFV</sub>	0,995	m
	E <sub>C10</sub>	0,0145	m
	C <sub>prfv</sub>	542,34	m/s
PRFV-C10-D900	D <sub>iPRFV</sub>	0,8966	m
	E <sub>C10</sub>	0,0132	m
	C <sub>prfv</sub>	544,71	m/s
PRFV-C10-D700	D <sub>iPRFV</sub>	0,6984	m
	E <sub>C10</sub>	0,0103	m
	C <sub>prfv</sub>	545,12	m/s
PRFV-C10-D600	D <sub>iPRFV</sub>	0,59902	m
	E <sub>C10</sub>	0,0089	m
	C <sub>prfv</sub>	546,85	m/s
PRFV-C10-D500	D <sub>iPRFV</sub>	0,5155	m
	E <sub>C10</sub>	0,0078	m
	C <sub>prfv</sub>	551,13	m/s

Una vez calculadas las celeridades para cada tipo de tubería, es recomendable ajustar las mismas para cumplir con la condición de estabilidad de Courant.

### **Resumen de Celeridad Ajustada por Tramos y Tiempo de Simulación**

Con los tiempos obtenidos, mostrados en la Tabla 2, se adopta un tiempo de simulación para el modelo.

**Tabla 19.** Celeridades ajustadas.

Tramo 1: DN 1000	
Celeridad promedio [m/s]	556,00
Periodo de la impulsión [s]	26,976
Tramo 1: Vallecito DN900	
Celeridad promedio [m/s]	554,55
Periodo de la impulsión [s]	5,47
Tramo 2: Quirós DN 700	
Celeridad promedio [m/s]	553,822
Periodo de la impulsión [s]	66,08
Tramo 3: Quirós DN 600	
Celeridad promedio [m/s]	554,27
Periodo de la impulsión [s]	29,83
Tramo 4: Frías DN 500	
Celeridad promedio [m/s]	553,64
Periodo de la impulsión [s]	48,30
Tiempo de simulación adoptado [s]	128,37

## **CÁLCULO DE PRESIONES MAXIMAS POR CIERRE DE VALVULA**

### **Análisis de Tramo 1 por Cierre de Válvula para Carga Mínima (14 m.c.a.)**

Escenario 1: Se analiza la maniobra de cierre instantáneo de una válvula mariposa de seccionamiento ubicada en la progresiva 7.790 sobre la tubería sin dispositivos de protección anti-ariete para una carga de 14 metros de columna de agua (m.c.a.).

Escenario 2: Se analiza la maniobra de cierre controlada en dos etapas de una válvula mariposa de seccionamiento ubicada en la progresiva 7.790 sobre la tubería sin dispositivos de protección anti-ariete.

El cierre instantáneo de la válvula, en un periodo de tiempo de 10 segundos (Figura 4), produce presiones absolutas máximas de 145 m.c.a. y presiones mínimas negativas de 10 m.c.a.. (Figura 5), entrando partes de la tubería en cavitación por alcanzar la presión de vacío.

Por otro lado, si se lleva a cabo cierre controlado de la válvula, llevada a cabo en dos etapas en un periodo de tiempo de 100 segundos (Figura 4), produce presiones absolutas máximas de 103 m.c.a. y presiones mínimas de 8 m.c.a. (Figura 5).

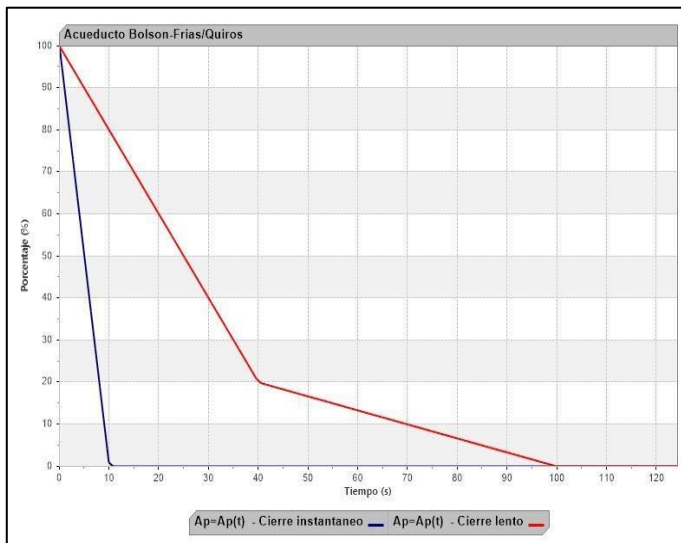


Figura 4. Cierre de válvula en f (t) para carga máxima.

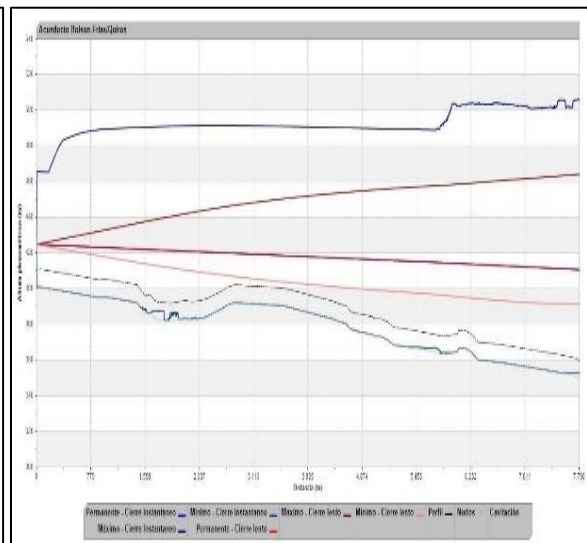


Figura 5. Presiones en tubería para carga mínima.

### Análisis de Tramo 1 por cierre para Carga Máxima (35 metros de columna de agua)

**Escenario 1:** Se analiza la maniobra de cierre instantáneo de una válvula mariposa de seccionamiento ubicada en la progresiva de la 7.790 sobre la tubería sin dispositivos de protección anti-ariete (Figura 6).

**Escenario 2:** Se analiza la maniobra de cierre controlada en dos etapas de una válvula mariposa de seccionamiento ubicada en progresiva 7790 sobre la tubería sin dispositivos de protección anti-ariete (Figura 6).

El cierre instantáneo de la válvula, en un periodo de tiempo de 10 segundos (Figura 6), produce presiones absolutas máximas de 147 m.c.a. y presiones mínimas negativas de 10 m.c.a. (Figura 7), entrando partes de la tubería en cavitación por alcanzar la presión de vacío.

Mientras un cierre controlado de la válvula, llevada a cabo en dos etapas en un periodo de tiempo de 100 segundos (Figura 6), produce presiones absolutas máximas de 103 m.c.a. y presiones mínimas de 8 m.c.a. (Figura 7).

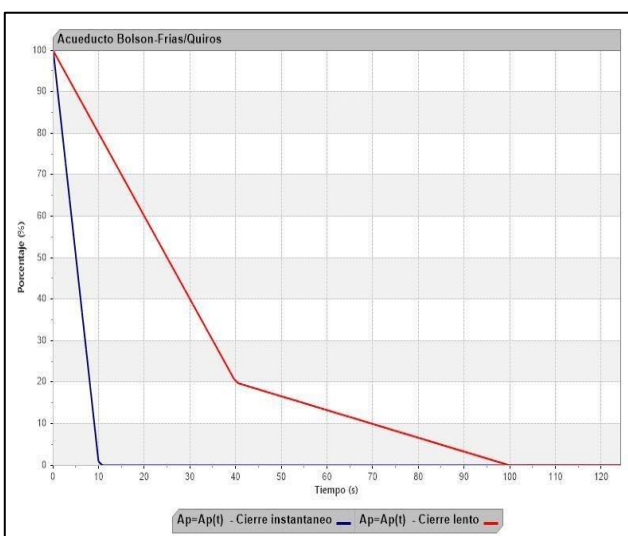


Figura 7. Cierre de válvula en f(t) para carga máxima.

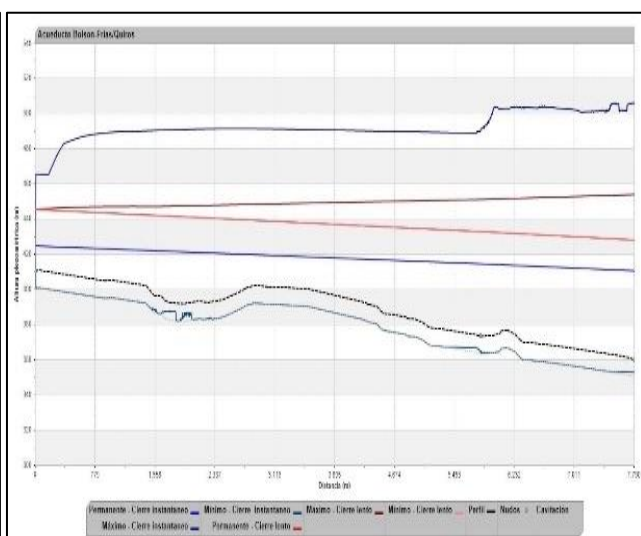


Figura 6. Presiones en tubería para carga máxima.

## CÁLCULO DE PRESIONES MAXIMAS POR LLENADO DE TUBERIA

### Análisis de Presiones en el Llenado Inicial

En el caso del llenado inicial de tuberías con el software Allievi, se sigue una configuración especial que permita realizar la simulación. **Completar**

#### Tramo El Bolsón - Vallecito

Se analiza la tubería de DN1000 mm, con una válvula de aire de DN200 mm instalada en el final del primer tramo a ser llenado de aproximadamente 8.000 metros.

La carga hidrostática correspondiente es de 14 metros (cota 425,2) obtenida mediante una ley de alturas que simula el tiempo en que la válvula de regulación es abierta. Se adopta un tiempo de 30 segundos para obtener la presión de trabajo (Figura 8).

En cuanto al comportamiento de la válvula de aire ubicada en la progresiva mencionada anteriormente, en la Figura 9, se observa el crecimiento del caudal de aire expulsado, alcanzando un máximo de 659,901 l/s y cayendo instantáneamente a 0 l/s en un tiempo de 9.890 segundos (2 hs 45 min), lo que indica el instante en el que la válvula se cierra, quedando el interior de la tubería completamente lleno de agua.

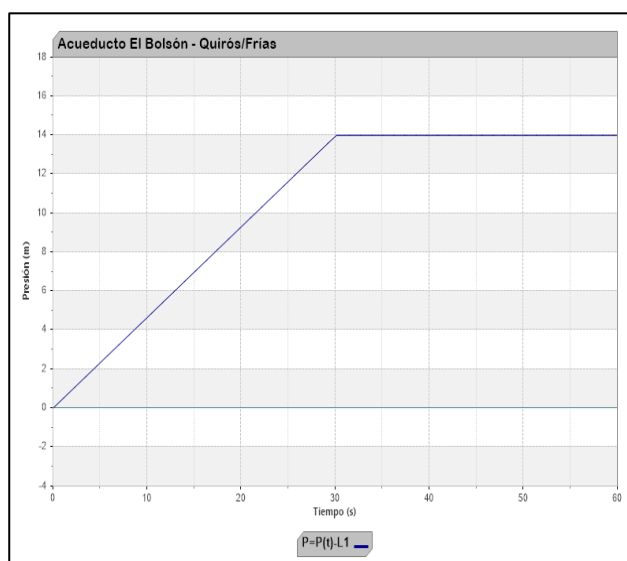


Figura 8. Apertura de válvula y presión de trabajo.

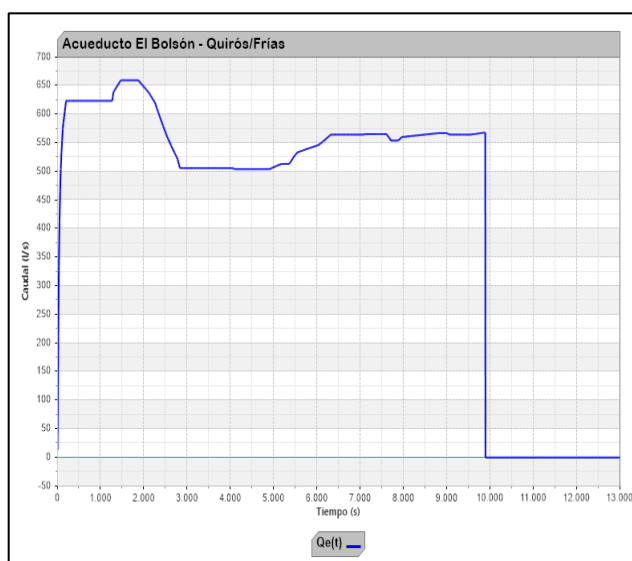
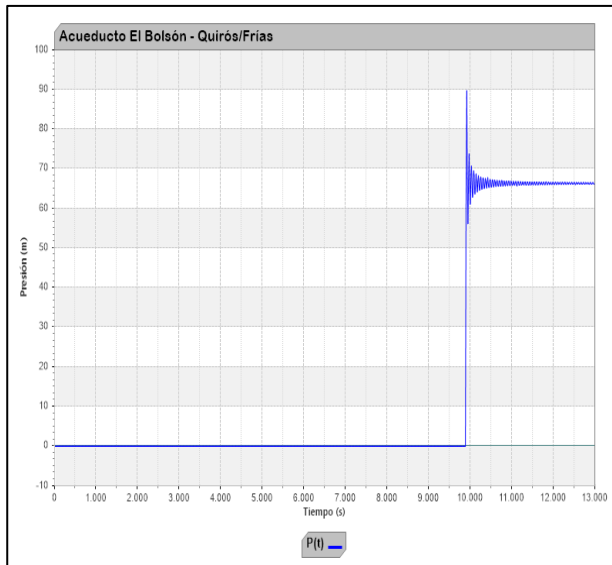


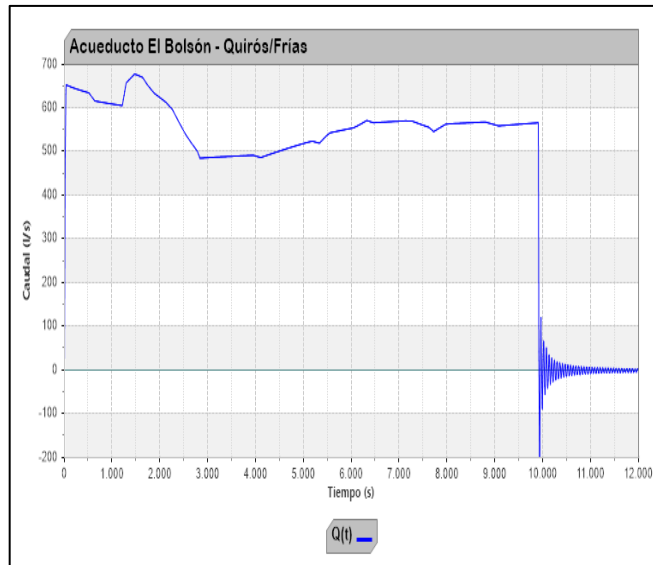
Figura 9. Caudal de aire expulsado.

En la Figura 10, se observa que a los 9.917 segundos (2 hs 45 min 17 seg), se produce el pico de presión en la válvula de aire debido al cierre de la misma, alcanzando una presión máxima de 89,739 metros de columna de agua.

En la tubería, el caudal de llenado inicial no puede ser regulado de manera exacta mediante válvulas por el modelo de simulación. Se observa la variación del mismo (Fig. 11), mostrando un incremento en el tiempo en que el agua alcanza una zona particular del trazado, con fuertes pendientes positivas y negativas, acompañado de un aumento en la velocidad. En el instante en que llega caudal al final del tramo, este tiene un valor máximo de 567,042 l/s.

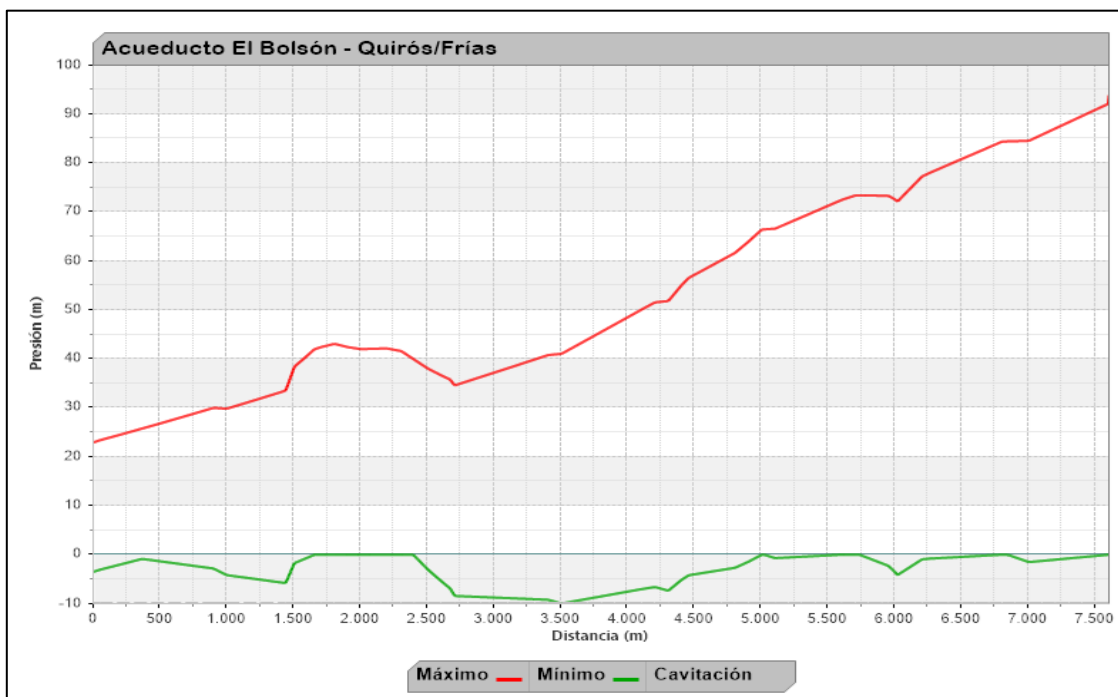


**Figura 10.** Pressão em válvula de ar.



**Figura 11.** Caudal de água por tuberia.

En la Figura 12, se muestra que la presión máxima a soportar por la tubería es de 93,88 m.c.a. en donde está ubicada la válvula de aire. Ésta no excede el límite de presión de 100 m.c.a. brindado por la cañería de clase 10. Además se observa una presión mínima que provoca cavitación en la progresiva 3.500.



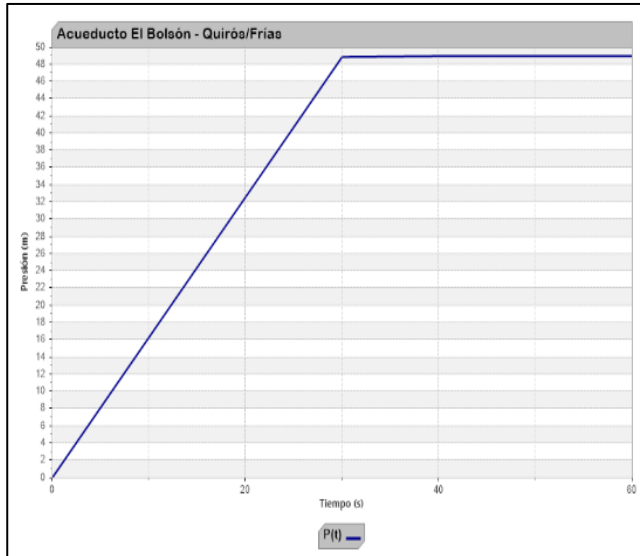
**Figura 12.** Envoltorios de presiones.

### **Tramo Vallecito – Quirós**

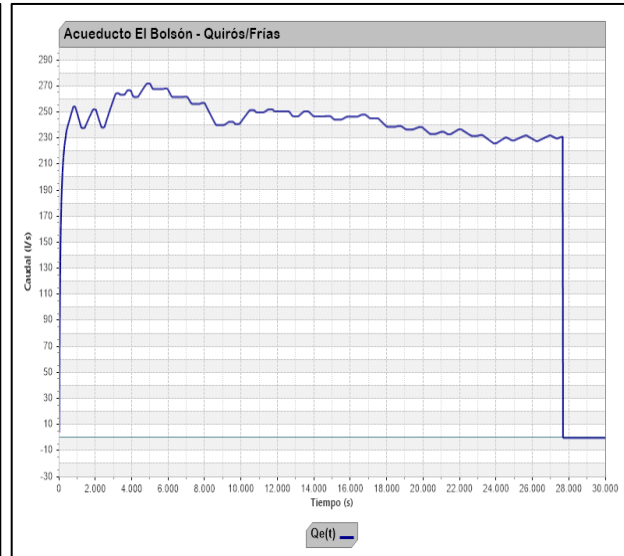
Se analiza la tubería de DN600, por considerarse éste el diámetro más desfavorable en este tramo, con una válvula de aire de DN150 instalada en el final del tramo a ser llenado, de aproximadamente 27.000 metros.

La carga hidrostática correspondiente es de 49 metros (cota 410) obtenida mediante una ley de alturas que simula el tiempo en que la válvula de regulación es abierta. Se adopta un tiempo de 30 segundos para obtener la presión de trabajo (Figura 13).

En cuanto a la válvula de aire, se observa el crecimiento del caudal de aire expulsado, alcanzando un máximo de 272,30 l/s, cayendo a instantáneamente a 0 l/s en un tiempo de 27.660 segundos (7 hs 41 min), lo que indica el instante en el que la válvula se cierra, quedando el interior de la tubería completamente lleno de agua. (Figura 14)



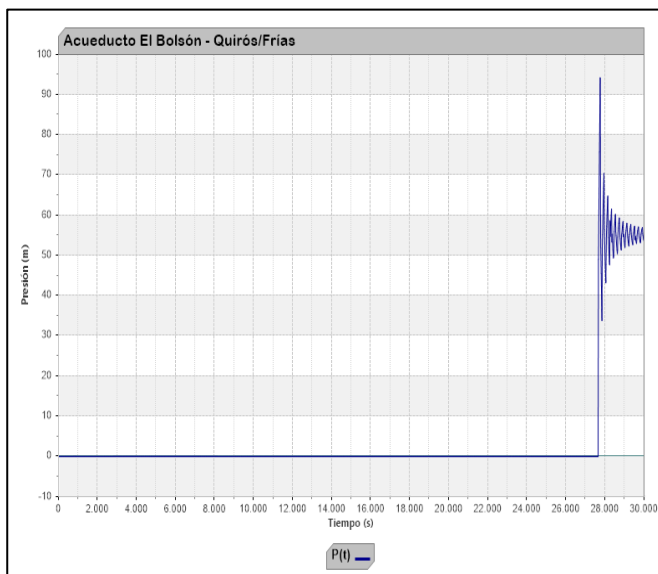
**Figura 13.** Apertura de válvula y presión de trabajo.



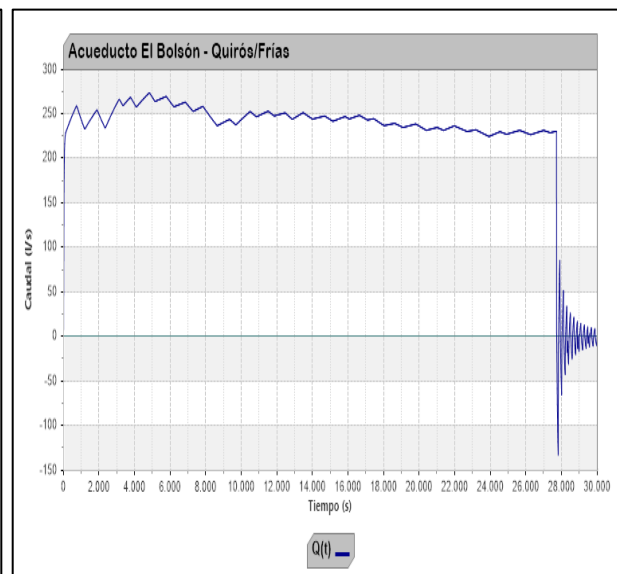
**Figura 14.** Caudal de aire expulsado.

En la Figura 15, se observa que a los 27.750 segundos (7 horas, 42 minutos y 30 segundos), se produce el pico de presión en la válvula de aire debido al cierre de la misma, alcanzando una presión máxima de 94,269 metros de columna de agua.

En la tubería, el caudal de llenado inicial no puede ser regulado de manera exacta mediante válvulas por el modelo de simulación. En la Figura 16, se observa que en el instante en que llega caudal al final del tramo, este tiene un valor máximo de 231,108 l/s.

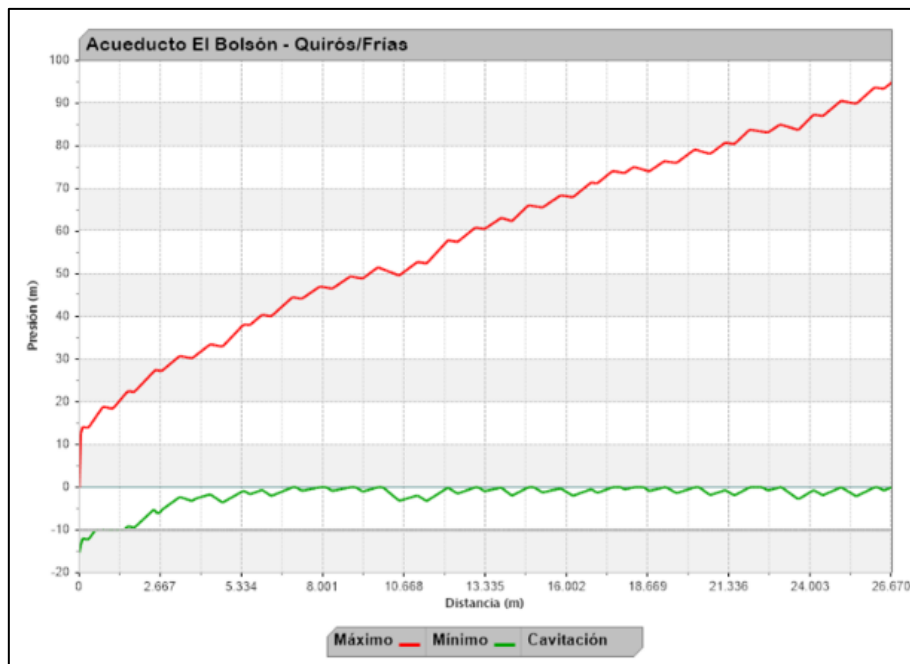


**Figura 15.** Presiones en válvula de aire.



**Figura 16.** Caudal de agua que pasa por la tubería.

En la Figura 17, se observa que la presión máxima a soportar por la tubería es de 94,952 m.c.a. en la ubicación de la válvula de aire. Ésta no excede el límite de presión de 100 m.c.a. brindado por la cañería de clase 10. Se observa la aparición del fenómeno de cavitación en el inicio del tramo.



**Figura 17.** Envolvente de presiones.

## CONCLUSIONES

En virtud de los objetivos propuestos se pueden establecer las siguientes consideraciones y conclusiones finales.

- La simulación realizada permite conocer el efecto del golpe de ariete en el funcionamiento normal del acueducto. En base a esto se pueden determinar cuáles son las maniobras de cierre que generen presiones durante los transitorios las cuales se encuentren dentro de los límites admisibles de la tubería.

Se concluye que lo más conveniente es realizar una maniobra de cierre en dos etapas, evitando un cierre instantáneo de la misma, que produce sobrepresiones excesivas.

- Las simulaciones de llenado inicial para los dos tramos muestran los máximos caudales con los cuales es posible realizar el proceso sin exceder los límites admisibles de la tubería. Y si bien, el Ente Nacional de Obras Hídricas y Saneamiento, recomienda como valor máximo 0,5 m/s para ese fin, se demuestra en este caso que velocidades mayores no causan sobrepresiones que excedan dichos límites.

## BIBLIOGRAFÍA

- Abreu, J., Guarga, R., & Izquierdo, J.** (1995). Transitorios y oscilaciones en sistemas hidráulicos a presión. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia, Universidad de Coimbra, Universidad de La República.
- Chaudhry, H.** (1979). Applied Hydraulic Transients. New York: Van Nostrand Reinhold Company.
- Méndez, M.** (1995). Tuberías a presión en los sistemas de abastecimiento de agua. Caracas: Universidad Católica Andrés Bello.
- Molina, N.** (2001). Flujos transitorios en sistemas: tuberías, válvulas y bombas centrífugas. Mecánica Computacional Vol. 20, 9-16.
- Pinchover, Y., & Rubinstein, J.** (2005). An Introduction to Partial Differential Equations. Cambridge: Cambridge University Press.
- Provenzano, P., Baroni, F., & Aguerre, R.** (2011). Golpe de ariete: Simulación del transitorio amortiguado.

Mecánica Computacional Vol. 30, 485-496.

**Ríos Cando, L.** (2016). Análisis del flujo transitorio en sistemas de bombeo. Escuela Politécnica Nacional de Ecuador: Tesis para la obtención del título de Magíster en Recursos Hídricos.

**Salih, A.** (2016). Method of Characteristics. Thiruvananthapuram: Department of Aerospace Engineering, Indian Institute of Space Science and Technology.

**Streeter, V., Wylie, B., & Bedford, K.** (1999). Mecánica de Fluidos. McGraw-Hill.

**Twyman, J.** (2018). Análisis implícito del flujo transitorio de agua con aire disuelto. Ingeniería del agua, 22(1), 27-36.

**Zetina Robleda, E.** (2015). Simulación de flujo en tuberías aplicando un modelo de fricción transitorio. Universidad Nacional Autónoma de México: Tesis para la obtención del título de Maestro en Ingeniería.



# USO DE MICROTURBINAS HIDRÁULICAS EN ESCENARIOS DE CAMBIO CLIMÁTICO. SIMULACIÓN DE TURBINA TURGO EN SOLIDWORKS Y ANSYS CFX

Irazusta M. B., Reyna T. M.

Universidad Nacional de Córdoba (UNC), Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Córdoba, Argentina.  
Teléfono 5353800 int. 76  
belen.irazusta@gmail.com

## Introducción

Las causas del cambio climático están asociadas a grandes emisiones de gases a la atmósfera, dadas por los patrones actuales de producción y consumo. Dentro de estos patrones, la producción de electricidad y la generación de calor representan más del 30% de las emisiones de gases de efecto invernadero. Por tanto, reformular las formas de generación de electricidad nos conduce hacia un desarrollo sostenible.

El concepto de mini y micro hidroeléctrica surge de la necesidad de producción de electricidad a partir de energía hidráulica, evitando sus principales inconvenientes. En una escala más pequeña, que generalmente son las plantas de derivación, no hay necesidad de embalse, además de que la construcción y el mantenimiento se simplifican. De esta forma, estamos trabajando en el desarrollo no solo de nuevos usos energéticos sino específicamente de aquellos destinados a suplir las necesidades de poblaciones ubicadas en zonas aisladas, sin acceso a la energía eléctrica. Este trabajo se enmarca en una investigación que busca ampliar el uso de la microhidráulica como opción de generación de energía para zonas rurales aisladas. En esta ocasión, presentamos el desarrollo de la turbina Turgo, con el objetivo de trabajar su versatilidad, buscando mejorar la eficiencia de la máquina pero garantizando su viabilidad constructiva y su competitividad frente a otras fuentes de energía renovable.

## Desarrollo

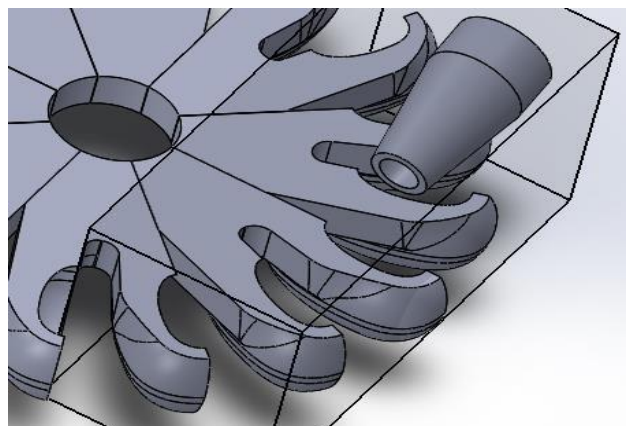
En primer lugar, se evaluó el estado del arte de las diferentes máquinas utilizadas en la micro generación hidroeléctrica, optando por el estudio de la turbina Turgo. Luego, se seleccionaron los métodos de diseño geométrico, se confeccionaron los mismos y se digitalizaron las turbinas por medio de SolidWorks. Cabe destacar que en la digitalización de las turbinas en este software se tuvieron en cuenta las necesidades constructivas que podían presentarse a la hora de materializar las máquinas. El hecho de que SolidWorks permitiera el modelado 3D brinda indicios de dichas dificultades, así como muestra las falencias de los diferentes métodos de diseño que llevaron al autor a asumir ciertos parámetros.

Posterior al diseño geométrico, se procedió a la construcción de un banco de pruebas para la turbina Turgo, aplicando tecnologías de impresión 3D para la materialización de la turbina. Esta materialización fue posible con la colaboración del Instituto Técnico Cristo Obrero de Carlos Paz. A su vez, se procedió a simular la turbina Turgo con el software Flow Simulation de SolidWorks en primer lugar y luego con ANSYS CFX para mejorar la calidad de las simulaciones computacionales luego del estudio comparativo de ambos programas. Cabe destacar que se incluyó en este estudio el complemento ANSYS Fluent para posterior simulación de la máquina.

### Simulación computacional

El objetivo del uso de ambos programas es comparar los resultados, procurando observar aquel con mayor fiabilidad en el comportamiento del fluido. Dicha comparación considera también la accesibilidad y facilidad en el manejo de cada una de las herramientas.

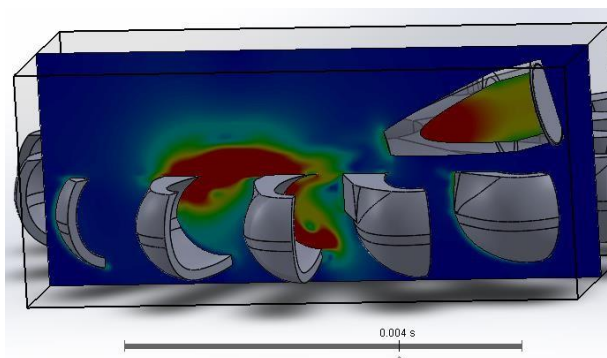
En la mayor parte de la literatura, las simulaciones no tienen en cuenta la interacción sólido-fluido, sólo el comportamiento del segundo. Además, el sólido simplemente define la geometría, sin tener en cuenta la fricción ni la rugosidad, asumiendo las paredes como no deslizantes. Finalmente, para imprimir el giro del fluido en la zona del rotor, ambos programas permiten instalar una zona de rotación a partir de la velocidad angular definida por el usuario, o una condición de borde de pared en movimiento. Cabe destacar que, en SolidWorks Flow Simulation, a pesar de presentar la opción de una zona de rotación, sólo pueden aplicarse las paredes en movimiento para imprimir la rotación de los álabes ya que se debe recurrir a la opción de superficie libre (incompatible con la zona de rotación) para generar la interacción de dos fluidos: agua y aire, para una turbina de acción.



**Figura 1-** Dominio computacional SolidWorks: Pico del inyector y álabes. Se muestra en la Figura 1 el rectángulo que conforma el dominio computacional, donde se incluyen los álabes simulados así como el pico del inyector.



**Figura 2-** Resultados obtenidos a partir de SolidWorks: variación de la velocidad y de la presión del fluido



**Figura 3-** Resultados obtenidos en función del tiempo desde el impacto del chorro con la cuchara: variación de la velocidad.

### Cálculos realizados

Para evaluar la versatilidad de la turbina en función de su geometría, en primer lugar se tuvo en cuenta la inclinación del inyector, así como la cantidad de álabes y el tamaño del chorro. Para poder generar una comparación, se aplicó la ecuación de Euler, derivada de la ecuación de potencia, que definirá la eficiencia de la máquina:

$$H = \frac{u_1 c_{u1} - u_2 c_{u2}}{g} \quad [1]$$

Donde H es la altura (m),  $u_1$  la velocidad de los álabes a la entrada del rotor (m/s),  $c_{u1}$  la componente tangencial de la velocidad del fluido a la entrada del rotor (m/s),  $u_2$  la velocidad de los álabes a la salida del rotor (m/s),  $c_{u2}$  la componente tangencial de la velocidad del fluido a la salida del rotor (m/s) y g la gravedad ( $m/s^2$ ).

A partir de la Ec. [1], podemos observar que, mientras mayor sea la variación entre  $c_{u1}$  y  $c_{u2}$ , mayor será la transferencia energética entre el fluido y la turbina. De esta forma, se pueden sacar conclusiones en cuanto a la geometría óptima con una velocidad angular fija.

### Conclusiones

Se evaluaron las diferentes posiciones del inyector para la turbina Turgo, haciendo uso de la Ec. [1], se definieron situaciones óptimas para el funcionamiento. A su vez, se observó el cambio obtenido a partir de la modificación en la simulación de la cantidad de álabes de la turbina. Finalmente, se compararon los resultados obtenidos en cada uno de los programas, concluyendo que en SolidWorks la simulación es más sencilla, aunque con mayores simplificaciones. Así, ambos programas pueden ser utilizados con éxitos para la simulación, siempre que se tenga en cuenta, por parte del operador, que tendrá mayor control sobre la simulación en caso de realizarla con ANSYS CFX, sabiendo que la complejidad en el uso del programa es mayor.

Los avances realizados en las simulaciones permitieron concluir sobre la importancia de seguir trabajando en estos modelos aplicables a micro turbinas. La modelización y simulación computacional nos permiten mejorar la geometría de las micro turbinas, garantizando la eficiencia y viabilidad de fabricación con bajos costes, con el objetivo de dotar de energía eléctrica a zonas aisladas de población. Se procurará posteriormente aplicar estas conclusiones obtenidas en pos de una estandarización para el diseño geométrico óptimo de algunos parámetros de la cuchara de la turbina Turgo y de la inclinación del inyector.

### Referencias Bibliográficas

- Hoffmans, G.J.C.M. and H.J. Verheij** (1997). *Scour Manual*. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands.
- Maynard, S.T.** (1995). "Gabion-Mattress Channel-Protection Design". *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 121, No. 7, July 1995, pp. 519-522.
- Pilarczyk, K. W.** (2001). "Unification of Stability Formulae for Revetments". *Proceedings of the IAHR XXIX International Congress*, Beijing, China.
- ANSYS Inc.** (2011). *ANSYS CFX-Solver Modeling Guide*.
- ANSYS Inc.** (2011). *ANSYS CFX-Solver Theory Guide*.
- Benzon D., Aggidis G. A., Anagnostopoulos J. S.** (2016). "Development of the Turgo impulse turbine, past and present". *Applied Energy*, Elsevier, Vol. 166(C), pages. 1-18.
- Conza Zhingre C. L., Soto Aguilera D. P.** (2012). *Diseño y construcción de un prototipo de una pico central hidráulica con turbinas tipo Turgo*. Universidad Nacional de Loja, Ecuador.

- Fernández Diez P.** (2002). *Turbinas Hidráulicas*. Escuelas de Ing. Industriales y de Ing. de Caminos de la Universidad de Cantabria, España.
- Galarza Hidalgo J. L.** (2015). *Metodología para el diseño de turbinas en pequeñas centrales hidroeléctricas con capacidad menor a 10 MW-con ejemplo de aplicación*. Escuela Politécnica Nacional, Quito. Ecuador
- Irazusta B.** (2018). *Diseño de micro-turbina Turgo*. Trabajo Final de Especialización en Hidráulica. Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales. Universidad Nacional de Córdoba. Argentina
- Irazusta B.** (2020). *Uso de microturbinas hidráulicas frente a escenarios de aislamiento energético y cambio climático. Turbinas Francis y Turgo*. Tesis de la Maestría en Ciencias de la Ingeniería – Mención en Recursos Hídricos. Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales. Universidad Nacional de Córdoba. Argentina
- Lewis B., Cimbala J.** (2014). "Major historical developments in the design of water wheels and Francis hydroturbines". *IOP Conf. Ser.: Earth Environ. Sci.* 22 012020
- Mataix C.** (2009). *Turbomáquinas Hidráulicas. Turbinas hidráulicas, bombas, ventiladores*. Universidad Pontificia Comillas. 1ª ed.
- Merchann M.** (2013). *Instalación de una turbina tipo Turgo para el centro de investigaciones de energías renovables y eficiencia energética, CIEREE, de la Universidad Nacional de Loja*.
- Polo Encina M.** (1980). *Turbomáquinas hidráulicas. Principios fundamentales*. Editorial Limusa. México.
- Reyna T., Lábaque M., Reyna S., Riha C., Irazusta B.** (2020). "Energía Mini Y Micro Hidráulica: Aporte Contra el Cambio Climático. Capítulo del libro Actores Sociales Frente Al Desafío de La Sustentabilidad". Reyna, S. (editor). 1a ed. - Córdoba: *Universitas Córdoba*, 2020. 256 p.; 23 x 16 cm. ISBN 978-987-4029-43-0
- SolidWorks Flow Simulation** (2018). *Technical Reference*.
- Zidonis A., Benzon D. S., Aggidis G. A.** (2015). "Development of hydro impulse turbines and new opportunities". *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, Elsevier, Vol. 51, pages 1624-1635.

# EVALUACIÓN DEL USO EFICIENTE DEL AGUA Y LA ENERGÍA, AHORRO ENERGÉTICO Y EMISIÓN DE CO<sub>2</sub> EN SISTEMA DE RIEGO PRESURIZADO POR TURNOS

David Ascencios<sup>1,2</sup>, Claudia Molina<sup>3</sup>, Karem Meza<sup>2</sup> y Esperanza Rondon<sup>4</sup>

<sup>1,2</sup>Doctorado en Recursos Hídricos de la Universidad Nacional Agraria, La Molina, Lima, Perú.

<sup>2</sup>Maestría en Recursos Hídricos de la Universidad Nacional Agraria, La Molina, Lima, Perú.

<sup>3</sup>Departamento de Recursos Hídricos de la Universidad Nacional Agraria, La Molina, Lima, Perú.

<sup>4</sup>Ministerio de la mujer y poblaciones vulnerables, Lima, Perú.

dascencios@lamolina.edu.pe, kmeza@lamolina.edu.pe, 20141221@lamolina.edu.pe, erondon@mimp.com

El agua y la energía son recursos finitos y escasos, por lo que es necesario usarlos en forma eficiente y reducir sus consumos. En los sistemas de riego presurizados se ha priorizado el uso eficiente del recurso hídrico; sin embargo, poca atención se ha dado al uso eficiente de la energía.

La fuente de energía proporcionada a los sistemas de riego presurizados en el Perú es mediante sistemas de bombeo, vienen del sistema interconectado, conformado por la producción de energía por las centrales hidráulicas con 57 % y las centrales térmicas con 39 %, además de la eólica con 3 % y solar con 1 % para el año 2021 (Ministerio de Energía y Minas, 2021).

Los sistemas de bombeo para el riego a presión son diseñados para la máxima demanda y carga dinámica total para cumplir los requerimientos de presión de los turnos de riego (Brar et al., 2017). Existen varias medidas para el ahorro de energía y una de las más eficientes que se han desarrollado y aplicado son los ajustes de velocidad de la bomba utilizando los variadores de frecuencia que permite controlar la velocidad del motor eléctrico de la bomba para regular la presión y caudal (Shankar et al., 2017). Las ventajas son el ahorro de energía entre el 30 y 60 %, reducir la corriente de arranque, reducción de costos de mantenimiento, evitar el golpe de ariete, entre otras (AkzoNobel, 2016).

El variador de frecuencia permite ahorrar energía, además es necesario tener un motor eléctrico eficiente, clase IE2, IE3 y IE4 que nos aseguran altas eficiencias en el del sistema de bombeo. Es importante que los puntos de operación de la bomba se encuentren dentro los límites de la región de operación admisible y permisible, verificando que la bomba esté operando dentro de una región conveniente desde el punto de vista energético y económico. Evaluando el consumo eléctrico y el factor de emisión, se cuantifica las emisiones de CO<sub>2</sub> y se puede comparar las reducciones de CO<sub>2</sub> con las medidas utilizadas como el uso del variador de frecuencia.

El sistema de riego a presión bien diseñado nos ofrece una alta uniformidad de aplicación, que debe conservarse mediante una operación y mantenimiento adecuado al sistema. La distribución de uniformidad sirve para medir la aplicación uniforme del agua a los cultivos, a una mayor uniformidad de aplicación, menor será la lámina de riego a aplicar y menor la energía eléctrica utilizada.

El objetivo del presente trabajo fue evaluar los escenarios para el uso eficiente del agua y energía en un sistema de riego por goteo presurizado por turnos. Se presentaron los siguientes escenarios: a) caudal constante y altura dinámica total variable en los turnos, b) caudal variable y altura dinámica total constante en los turnos y c) caudal variable y altura dinámica total variable en los turnos. Además de evaluar y comparar los ahorros en costos energéticos y reducciones de emisiones de CO<sub>2</sub> para diferentes diseños.

Los dos modos más comunes para controlar el caudal en un sistema de riego son por el modo de control por: estrangulación o un variador de frecuencia (VDF). El control es por medio de una válvula reguladora, al cerrarla se modifica la curva del sistema disminuyendo el caudal de impulsión hasta tener el valor deseado, pero la presión aumenta no es energéticamente

eficiente. Con un VDF es posible cambiar la curva característica de la bomba y el punto de funcionamiento, el control es eficiente energéticamente, no existen pérdidas adicionales porque el punto de requerimiento se ajusta a la curva en base a las ecuaciones de afinidad.

Las ventajas de los VDF para el sistema de bombeo son:

Un ahorro de energía de 20 a 50 % de energía eléctrica, mejorando así la eficiencia energética y reduciendo el consumo de energía y emisiones de dióxido de carbono. (AkzoNobel, 2016) y el aumento de la vida útil de los motores porque no habrá arranques directos, sino que serán pausados y se evitara el golpe de ariete. El análisis económico mostro que el uso de variadores de frecuencia fue la mejor alternativa que el estrangulamiento de válvulas para el control de caudal y presión de un sistema de riego por goteo. (Pinto et al., 2021). El uso VDF produjo un ahorro de energía entre el 16 al 18 % en comparación de las bombas de velocidad constante. Gomrokch., et al., (2021). El proyecto se desarrolló en el Fundo agrícola, en la Universidad Nacional Agraria La Molina, distrito de la Molina, provincia Lima, región Lima, Perú. En la Figura 1, se presenta el diagrama de flujo de la metodología.

Las principales conclusiones fueron, para el diseño de los sistemas de riego por goteo, la eficiencia de riego se propone durante el desarrollo del diseño agronómico y se debe conocer el requerimiento de agua del cultivo, la distribución de uniformidad, la calidad del agua de riego y la sensibilidad del cultivo a las sales. En el presente estudio la eficiencia de riego esperada fue del 80% para el cultivo de palto.

Las eficiencias energéticas para los diferentes escenarios variaron entre 73.90 % y 72.65 %, altas eficiencias energéticas no garantizan bajos consumos energéticos.

La eficiencia de energía del sistema de riego presurizado depende de la adecuada selección de la bomba, motor y del variador de frecuencia, cuando se tienen más de un punto de operación de la bomba, además se debe asegurar que los caudales estén dentro de la región de operación permisible de la bomba.

El sistema de bombeo, con el uso del variador de frecuencia el mayor valor de eficiencia energética promedio fue del primer escenario (caudales constantes y alturas dinámicas totales variables) con un valor de 73.90% y el menor valor de eficiencia energética promedio fue del segundo escenario (caudales variables y alturas dinámicas totales constantes) con un valor de 72.65%, el menor costo energético y emisiones de CO<sub>2</sub> fue del segundo escenario (caudales variables y alturas dinámicas totales constantes) con valores de s/. 5576.51 / año y 12471.11 kg CO<sub>2</sub>/año. el mayor costo energético y emisiones de CO<sub>2</sub> fue del tercer escenario (caudales variables y alturas dinámicas totales variables) con valores de s/. 7484.22/año y 16737.44 kg CO<sub>2</sub>/año. El uso del variador de frecuencia disminuye los costos de energía y emisiones de CO<sub>2</sub>. Los ahorros energéticos y reducciones de emisiones para el primer, segundo y tercer escenario con variador de frecuencia fueron de 17.45%/año, 29.00%/año y 29.30 %/año respectivamente.

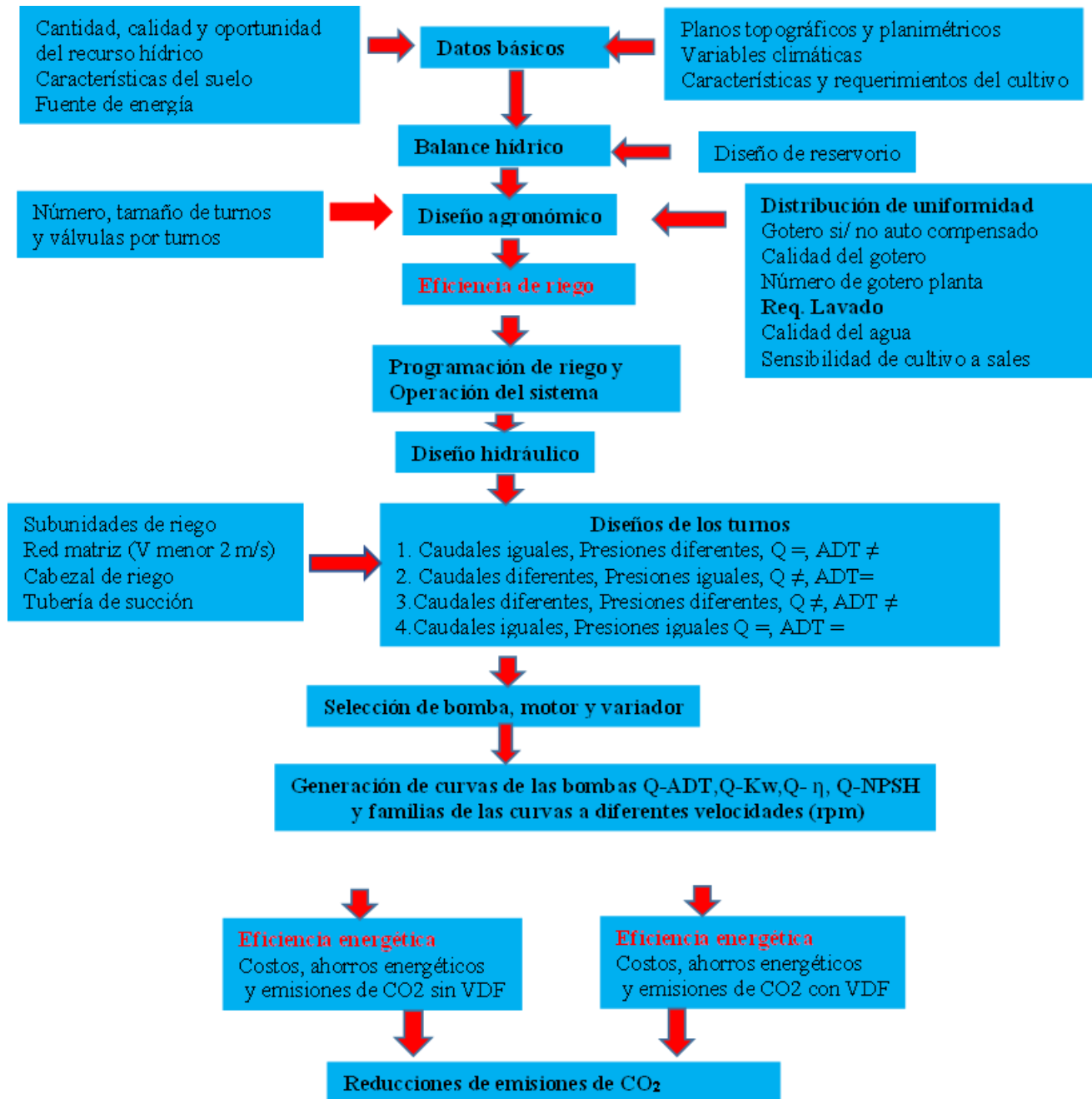


Figura 1. Diagrama de flujo de la Metodología

## Revisión Bibliográfica

Antúnez, B., Mora L. and Felmer, E. (2010). Eficiencia en sistemas de riego por goteo en el secano INIA. *Tierra Adentro*, 3, 40-43.

AkzoNobel. (2016). Best Practice Variable Speed Pump Systems. 12 pp.

Brar, D., Irmak, S., Martin, DL. (2017) Energy conservation using variable -frequency drives for center -pivot irrigation: standard systems. *American Society of Agricultural and Biological Engineers* 60 (1): 95-106.

Gomrokchi, A., Rizi, A. (2021). Flexibility of energy and water management in pressurized irrigation system using dynamic modeling of pump operation. *Environ Dev Sustain* 23, 18232-18251.

MINAM. (2021). Inventario Nacional de Gases de EfectoInvernadero del año 2000, 2005, 2010, 2012 y 2014. 477pp.

Ministerio de Energía y Minas. (2021). Principales indicadores del sector eléctrico a nivel nacional: Vol. Junio

Shankar, V., Umashankar, S., Paramasivam, S., and Norbert, H. (2017). Real time simulation of Variable Speed Parallel Pumping system. *Energy Procedia*, 142, 2102-2108.

Pinto, M., Pereira, D., Carvalho, D., Alves, D., and Salvador, C. (2021). Technical and economic feasibility of using a variable – frequency drive in micro irrigation system. *Engenharia Agricola*, v.41, n.1, 112-118.

# APRENDIZADO DE MÁQUINA PARA EXTRAÇÃO DE REGRAS DE OPERAÇÃO EM REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA

Maria Mercedes Gamboa-Medina

Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, Brasil mmgamboam@usp.br

## Resumo

As decisões de operação de bombas e válvulas em redes de distribuição de água que levaram o sistema a situações conhecidas somente a través de registros, seguem regras em geral não conhecidas pelos analistas. A informação registrada deve poder ser utilizada visando determinar a operação compatível para condições futuras. Neste trabalho apresenta-se a aplicação de metodologias de aprendizado de máquina para fazer a extração de regras, a partir de registros simulados usando o modelo hidráulico de um caso de estudo. Para tanto, foi utilizado um algoritmo de árvore de decisão. A árvore de decisão obtida apresentou alto nível de acerto e baixa dispersão, provando a utilidade da abordagem para generalizar as regras de operação desconhecidas.

## Palavras-chave

Operação de bombas, Árvores de decisão, Machine learning,

## Introdução

A operação de redes de distribuição de água para abastecimento urbano, em particular de bombas e válvulas redutoras de pressão, não é uma tarefa trivial, e decisões de operação criteriosas devem estar baseadas tanto nas características da rede quanto no seu estado. A necessidade de racionalizar essas decisões passa por vários desafios, mas ainda nas situações em que existem realmente critérios bem estabelecidos diferenças temporais ou de responsabilidades podem fazer com que eles não sejam plenamente conhecidos. Uma das possíveis situações seria a análise de um sistema operado segundo regras não conhecidas, para o qual somente informações históricas estão disponíveis. Nesse caso as regras de operação poderiam ser generalizadas a partir das informações históricas aplicando métodos de aprendizado de máquina.

Neste trabalho apresenta-se uma aplicação da generalização de regras de operação de válvulas redutoras de pressão e bombas utilizando algoritmos de aprendizado por árvore de decisão. Informações do estado da rede são simuladas usando um modelo hidráulico. O caso estudado corresponde ao problema tratado no BWN-II (Marchi et. al, 2014), utilizando duas das soluções propostas.

## Metodologia

O caso analisado corresponde à rede nomeada D-Town (Marchi et. al, 2014), que consiste em cinco setores, abastecidos a partir de um único reservatório, totalizando 399 nós, 443 trechos de tubulação, 11 bombas, 5 válvulas e 7 reservatórios de sobras. Em particular foi utilizada uma das soluções apresentadas, a de Saldarriaga et. al (2012).

O modelo da rede em EPANET (Figura 1), incluindo as regras de operação definidas, foi utilizado para simular o estado da rede perante diferentes condições de demanda. Assim, em cada modelo foram realizadas 3000 simulações de período estendido com alterações nas demandas, coletando os dados de pressão em nós de interesse e o estado das bombas e válvulas, a través de rotinas em linguagem Python.



Figura 1. Esquema da rede “D-Town” Fonte: Elaborada a partir de Saldarriaga (2014)

A generalização de regras é abordada como um problema de classificação supervisionado, onde as possíveis classes são todas as combinações de estados (binários) das bombas e válvulas, enquanto as características utilizadas são as pressões em nós de interesse e o tempo (hora na semana). A partir da base de dados obtida pela simulação foi treinada uma árvore de decisão para classificação usando o algoritmo CART (“classification and regression trees”) implementado na biblioteca “scikit learn”, linguagem python. A escolha pelo tipo do algoritmo de árvores de decisão foi baseada na possibilidade de interpretar o classificador como um conjunto de regras, permitindo uma comparação com os controles existentes no modelo. Para avaliar o desempenho do aprendizado foi realizada validação cruzada com 10 blocos (10-fold cross validation).

## Resultados principais

O processo de aprendizado atingiu altas taxas de acerto, com valores superiores ao 95%. A dispersão dos resultados na validação cruzada foi inferior a 1%, o que pode ser interpretado como baixa dependência do conjunto de dados selecionados e boa capacidade de generalização do algoritmo.

O classificador, ou árvore treinada, teve variações entre as diferentes repetições para validação, mas muitas das regras são mantidas. A quantidade de regras resultantes é, como esperado, várias ordens de grandeza super à quantidade de regras de operação originais no sistema modelado. Embora não seja viável encontrar o mesmo conjunto de regras originais, foi possível identificar algumas delas na árvore final.

Quanto à utilidade das características de pressão nos pontos escolhidos e de tempo, encontrou-se que os pontos de amostragem de pressão selecionados (após testes iniciais) tiveram todos utilidade na identificação de, pelo menos, uma das classes (combinações de estados dos elementos), enquanto a característica temporal resultou de interesse somente para algumas das classes e não informativa para outras.

## Conclusões

Foi obtido um conjunto de regras de operação para um sistema de distribuição de água aplicando um algoritmo de aprendizado de máquina do tipo árvore de decisão. As regras resultantes oferecem, em função da pressão em pontos de interesse e do momento da semana considerado, uma resposta sobre a situação de bombas e válvulas que é igual, na grande maioria dos casos, àquela que seria oferecida pelo conjunto de regras originais do sistema.

A partir dos resultados positivos deste trabalho exploratório espera-se aprofundar no uso de aprendizado de máquina para a generalização de regras de operação a partir de informações históricas em sistemas reais, mesmo aqueles em que as regras praticadas nunca foram totalmente explicitadas, com acontece em grande parte dos sistemas de distribuição de água do subcontinente.

## Referências

Marchi, A., Salomons, E., Ostfeld, A., Kapelan, Z., Simpson, A., Zecchin, A., Maier, H., Wu, Z., Elsayed, S., Song, Y., Walski, T., Stokes, C., Wu, W., Dandy, G., Alvisi, S., Creaco, E., Franchini, M., Saldarriaga, J., Páez, D., Hernández, D., Bohórquez, J., Bent, R., Coffrin, C., Judi, D., McPherson, T., van Hentenryck, P., Matos, J., Monteiro, A., Matias, N., Yoo, D., Lee, H., Kim, J., Iglesias-Rey, P., Martínez-Solano, F., Mora-Meliá, D., Ribelles-Aguilar, J., Guidolin, M., Fu, G., Reed, P., Wang, Q., Liu, H., McClymont, K., Johns, M., Keedwell, E., Kandiah, V., Jasper, M., Drake, K., Shafiee, E., Barandouzi, M., Berglund, A., Brill, D., Mahinthakumar, G., Ranjithan, R., Zechman, E., Morley, M., Tricarico, C., de Marinis, G., Tolson, B., Khedr, A., and Asadzadeh, M. (2014). "Battle of water networks II". *Journal of Water Resources Planning and Management*, Vol. 140, No. 7, July 2014, pp. 519-522.

Saldarriaga, J., Páez, D., Hernández, D., and Bohórquez, J. (2012). "An energy based methodology applied to D-Town." *Proc., 14th Water Distribution Systems Analysis Symp.*, Engineers Australia, Adelaide

# ANÁLISE TEMPORAL DE ÍNDICES DE PERDAS DO SISTEMA DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA TRATADA DO MUNICÍPIO DE JAÍBA, MINAS GERAIS

Heverton Ferreira ROCHA (Mestrando Em Regulação de Recursos Hídricos–UNFEI),  
Marco Antônio Zopelar de ALMEIDA (Orientador – UNEC/UFV)

**Palavras Chave:** Saneamento Básico, Sistema de Abastecimento de Água, Controle e redução de perdas.

## Introdução

Um dos desafios das prestadoras de serviços de abastecimento de água é a adoção de tecnologias e práticas para o uso racional dos recursos hídricos e controle de perdas em sistemas de abastecimento, afim de conservar a qualidade e quantidade de recursos dos mananciais (Frauendorfer e Liemberger, 2010). A redução de perdas pode postergar a exploração de novos mananciais, além de melhorar a eficiência dos sistemas de abastecimento (Santos e Montenegro, 2014). Considerando os índices apresentados no Sistema Nacional de Informações sobre o Saneamento (SNIS) de volume de água macromedido e micromedido, índice de perdas na distribuição e de perdas de faturamento, entende-se que seja uma importante análise sobre a situação na prestação do serviço de abastecimento de água, quanto à sua abrangência e qualidade.

## Objetivo

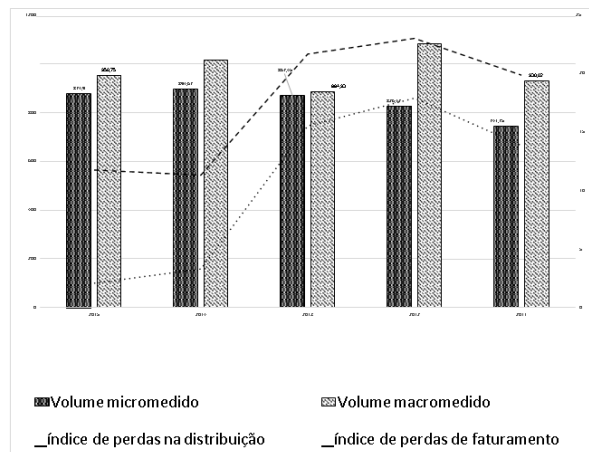
Analisar a evolução temporal dos índices IN009 (Micromedição), IN011 (Macromedição), IN013 (Perdas por Faturamento) e IN049 (Perdas na distribuição) entre os anos de 2011 à 2015, do município de Jaíba e comparar a eficiência na prestação do serviço de abastecimento de água do município em questão com Minas Gerais, Sudeste e Brasil.

## Abordagem Metodológica

Os dados dos índices escolhidos foram obtidos pelo SNIS (2017) do período de 2011 a 2015. O volume de água tratada macromedida é obtido a partir da medição do volume de água nos reservatórios do SAA, enquanto o volume de água tratada micromedida é obtido pela medição dos hidrômetros em cada ligação dos usuários. O índice de perdas de distribuição avalia em termos percentuais do volume de água produzido quanto é efetivamente consumido no sistema de abastecimento e o índice de perdas de faturamento avalia em termos percentuais o quanto da água produzida pelo sistema de abastecimento não foi faturada. Com base nesses índices foi realizada uma análise do cenário de perdas de água no município avaliado.

## Apresentação dos Resultados

Com base nos índices verifica-se que houve um aumento do volume de água micromedido e macromedido, e diminuição no índice de perdas nos anos de 2011 a 2015. Entre 2011 e 2015 houve um aumento de 17,95 % do volume micromedido e 2,22% do volume macromedido. Ocorreu também diminuição de 8,09 % no índice de perdas na distribuição levando a diminuição 11,75 % no índice de perdas de faturamento. A análise temporal dos índices está representada no gráfico da figura 1:



**Figura 1:** Análise temporal dos volumes de macromedição e micromedição e dos índices de perdas no município estudado

## Considerações Finais

A análise temporal dos índices do SAA do município de Jaíba mostra a redução das perdas de água no sistema, assim como a redução do consumo. Observa-se ainda que os índices do município estão abaixo dos índices do estado de Minas Gerais, da região Sudeste e do Brasil. Apesar dos avanços no Brasil na redução de perdas, ainda são necessários muitos esforços para atingir níveis eficientes, tendo em vista os índices de perdas de faturamento total e na distribuição. Todas essas perdas trazem vários impactos negativos, seja à sociedade, ao meio ambiente, à receita das empresas e mesmo aos investimentos necessários aos avanços do saneamento.

## Referências Bibliográficas

- FRAUENDORFER, R., LIEMBERGER, R., 2010. *The Issues and Challenges of Reducing Non-Revenue Water*. Disponível em: . Acesso em 17 de agosto de 2017.
- SANTOS, D. D; MONTENEGRO, S. N. G.L. Avaliação da metodologia para controle de perdas de água em rede de distribuição no Recife-PE. *Revista DAE*, São Paulo, n.197, p. 56-70, set-dez. 2014. SNIS – Sistema Nacional de Informações de Saneamento. Disponível em: <<http://www.snis.gov.br/aplicacao-web-serie-historica>> Acesso em 17 ago. 2017.

## **PROYECTO Y EJECUCIÓN DE LA REPARACIÓN DE LA ALCANTARILLA DE LA QUEBRADA EL AÑIL EN LA URB. VALLE BLANCO, VALENCIA, VENEZUELA**

Ing. Mauricio M. Romanello O., Ing. Gian F. Morassutti F., Ing. José P. Olival D.

G.F.M. Ingeniería, C.A. Venezuela  
romanello.mmro@gmail.com, gfmorassutti@gmail.com, jpolival@gmail.com

### **RESUMEN:**

Las precipitaciones ocurridas en noviembre de 2018, ocasionaron una falla generalizada en la descarga de la alcantarilla de tipo abovedada de metal corrugado en el paso de la Quebrada El Añil a través de la Urb. Valle Blanco, Valencia, Venezuela.

En tal sentido, las obras de reconstrucción de la estructura de drenaje transversal tipo alcantarilla, se basaron en medidas correctivas que abarcaron trabajos de recuperación del cabezal fallado, así como la protección de la base de la alcantarilla y márgenes del cauce con muros de gaviones, y la posterior conformación del terraplén de la vialidad y del talud afectado por los deslizamientos.

El presente trabajo tiene la finalidad de exponer los estudios realizados y criterios utilizados en el diseño de las obras requeridas para las obras correctivas de mitigación del riesgo, al igual que dar a conocer los trabajos de ejecución llevados a cabo para la intervención del sitio y la construcción de las obras de acuerdo a lo especificado en el proyecto diseñado.

Es importante destacar que las obras diseñadas han presentado un comportamiento satisfactorio y en virtud de los materiales utilizados, se ha propiciado el crecimiento de la vegetación en las márgenes integrándose completamente con el ambiente desde el punto de vista naturalista.

### **ABSTRACT:**

The rainfall events that occurred in November 2018 caused a widespread failure in the discharge of the existing vaulted culvert in the passage of El Añil creek through the population of Valle Blanco, located in Valencia, Venezuela.

In this sense, the reconstruction works of the culvert were based on corrective measures that included recovery works of the failed headwall, as well as the protection of the base of the culvert and the margins of the channel with gabion walls, and also the conformation of the embankment of the road and the slope affected by landslides.

The present paper has the purpose of presenting the studies carried out and criteria used in the design of the works required for the corrective works for risk mitigation, as well as making known the execution works carried out for the intervention of the site and the construction of the works according to what is specified in the designed project.

It's important to highlight that the designed works have functioned properly and the materials used have promoted the growth of the vegetation, integrating completely with the environment from a naturalistic point of view.

**PALABRAS CLAVES:** Quebrada, alcantarilla, gaviones, estructura, protección, riesgo.



## INTRODUCCIÓN

Durante la ocurrencia de precipitaciones en noviembre de 2018, se presentó una falla generalizada en la descarga de la alcantarilla de tipo abovedada de metal corrugado en el paso de la Quebrada El Añil a través de la Urb. Valle Blanco, Valencia, Venezuela; la cual trajo como consecuencia el volcamiento de los muros que conforman los estribos, así como la deformación de la estructura metálica de la sección y fallas en el terraplén de la estructura de la vialidad de acceso a la urbanización.

En enero de 2020 se lleva a cabo la contratación del proyecto de reparación y la subsecuente ejecución de la obra de reconstrucción de la estructura de drenaje transversal tipo alcantarilla, la cual comprendió los trabajos de recuperación del cabezal fallado, así como la protección de la base de la misma, al igual que la conformación del terraplén de la vialidad y del talud afectado por los deslizamientos.

El Proyecto de reparación se fundamentó como primera parte en la realización del Estudio Hidrológico e Hidráulico del cauce en estudio con la finalidad de definir la altura de aguas máximas que se alcanza en el afluente a la Quebrada El Añil al momento del escurrimiento del flujo en su paso por las inmediaciones de la Urb. Valle Blanco a través de la obra de drenaje transversal existente para luego delimitar la Planicie Inundable para los gastos de diseño correspondientes a los períodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años; todo con la finalidad de determinar las posibles afectaciones sobre las márgenes del cauce donde se encuentran las edificaciones del mencionado desarrollo urbanístico y así diseñar las medidas preventivas y correctivas necesarias para mitigar el riesgo existente evitando daños y pérdidas al momento de la ocurrencia de una crecida.

Las obras proyectadas comprendieron el diseño de medidas correctivas con la construcción de sendos muros de gaviones en las márgenes del cauce para lograr la contención de los taludes afectados, así como la construcción de un cabezal de cierre de la alcantarilla que permitiera la menor afectación posible sobre la estructura de tipo abovedada. Adicionalmente, se proyectaron obras de control de erosión en la descarga de la alcantarilla con la implementación de una losa de concreto y un dissipador de enrocado con traviesas de protección en gaviones.

Una vez proyectadas las obras de protección, al momento de la construcción se presentaron condiciones que obligaron al saneamiento del área afectada con una profundidad no menor de 2,00 metros debido a la saturación del material de sitio; incrementándose notablemente las cantidades de obra estimadas con la finalidad de construir una adecuada base de asiento tanto para la alcantarilla fallada como para las estructuras de contención del talud que conformaba el terraplén de la vialidad al igual que los muros de gaviones de protección de las márgenes.

Posterior al saneamiento integral del material que conformaba la base, se ejecutaron los muros de gaviones de protección y las obras para la recuperación de la alcantarilla, así como el cabezal de cierre con un pórtico estructural que garantizó la menor afectación posible de cargas sobre las láminas de metal corrugado que conformaban la sección tipo bóveda de la alcantarilla como obra de drenaje transversal.

En la parte superior del terraplén de la vialidad, se ha construido un sumidero de captación con descarga directa hacia el cauce a través de una torrentera. Adicionalmente fueron recuperados los brocales y las aceras que se vieron afectadas al igual que las losas de concreto que conformaban el pavimento rígido de la vialidad principal de acceso hacia la Urb. Valle Blanco.

## ESTUDIO HIDROLÓGICO DE LA CUENCA

El estudio hidrológico tuvo por objetivo la determinación de los caudales para eventos máximos de las aguas superficiales que escurren que por el cauce afluente a la Quebrada El Añil hasta el punto en estudio; mediante la utilización del Método del Área Efectiva y el Método de Muskingum para el tránsito de la crecida.

El periodo de retorno fue fijado en función del uso de los terrenos en el caso de drenaje urbano o en función al tipo de vialidad, en el caso de drenaje vial.

Con la finalidad de analizar varios escenarios desde el punto de vista hidrológico y considerando que el estudio se fundamenta en los análisis del sistema primario en el área en estudio, se obtuvieron las láminas de lluvia que pudieran generar una creciente para 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años de período de retorno.

La cuenca de aporte del cauce de la Quebrada El Añil está compuesta por tres (3) vertientes cuyo sentido de escurrimiento es de Oeste—Este, con un área de 915 Ha y cauces afluentes hasta su descarga sobre la margen derecha del Río Cabriales; dentro de los cuales se encuentra la cuenca de aporte del cauce en estudio con un área de aproximadamente 130 Ha.

Es una cuenca predominantemente urbana, en la cual las nacientes de los cauces afluentes presentan una cobertura vegetal y topografía montañosa hasta el pie de monte donde se asientan los desarrollos poblacionales.

Como parte del análisis hidrológico del sector, se ha evaluado la forma en que ocurre la lluvia, tanto en duración como en distribución espacial, considerando la existencia de dos (2) Sectores Pluviométricos definidos al igual que la forma de la cuenca y sus sentidos de aporte.

Los hidrogramas iniciales de cada subcuenca se transitaron por el Método de Muskingum para tomar en cuenta el efecto de almacenamiento en el tiempo y cuya aplicación arroja como resultado el hidrograma de salida de cada tramo de estudio, cuyos valores se presentan en la Tabla N° 1.

**Tabla 1.- Gastos máximos de diseño**

Q <sub>TR 2</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>TR 5</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>TR 10</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>TR 25</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>TR 50</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>TR 100</sub> (m <sup>3</sup> /s)
7,58	9,84	11,64	13,73	15,49	17,17

## ESTUDIO HIDRÁULICO DEL CAUCE

Fundamentalmente, este aparte se refiere a la determinación de la Planicie de Inundación del área que ocupan los terrenos del desarrollo de la Urbanización Valle Blanco; principalmente sobre la margen derecha del cauce afluente a la Quebrada El Añil, con la finalidad de verificar que el gasto que escurre por el cauce en estudio, no genere desbordes y las estructuras existentes o futuras no se encuentren en riesgo de sufrir posibles daños.

Considerando las características hidráulicas de las estructuras que conforman el cauce afluente a la Quebrada El Añil, se ha evaluado desde aproximadamente 100 metros aguas abajo de la descarga de la alcantarilla que forma parte del cuerpo del terraplén de la vialidad de acceso a la urbanización,

hasta unos 100 metros aguas arriba de la misma. Es de hacer notar que en el tramo inmediatamente aguas arriba de la entrada de la alcantarilla, el cauce presenta sendos muros de gaviones en sus márgenes con una altura de 3,00 metros sobre el fondo del mismo.

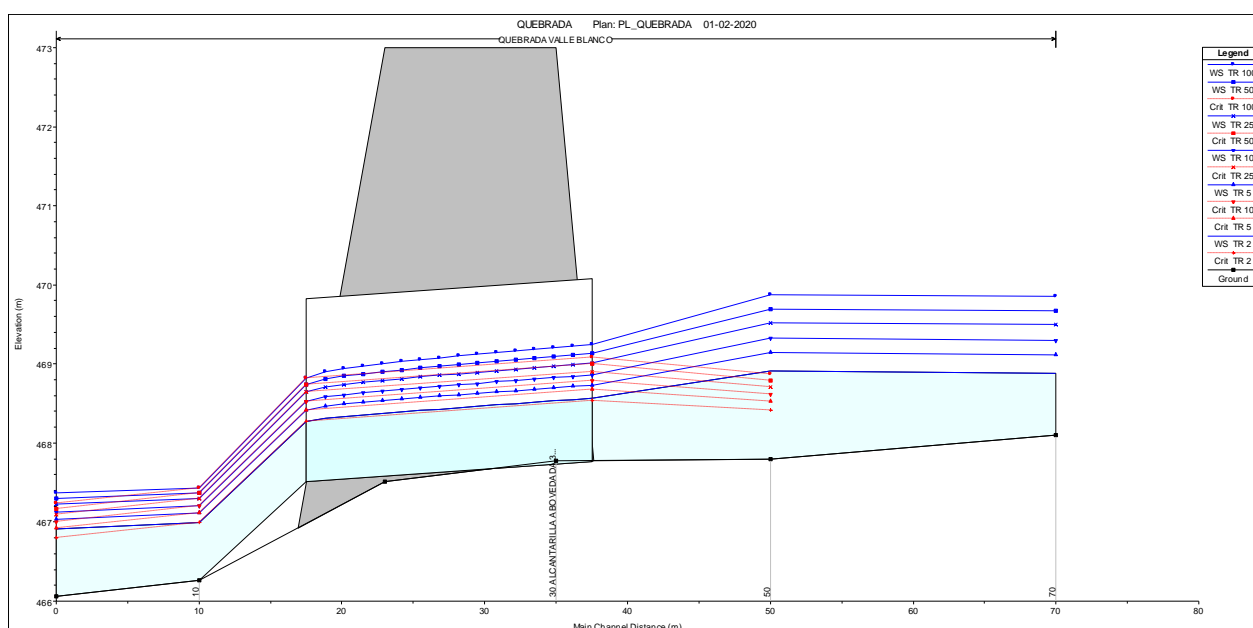
Se ha evaluado el libre escurrimiento del cauce en sus condiciones normales, todo esto con la finalidad de estudiar el comportamiento del perfil del agua y determinar como afectan el desarrollo de la Planicie Inundable en el punto de interés.

Para este estudio se ha calculado la curva correspondiente a la superficie del agua del cauce en estudio para los gastos correspondientes a un periodo de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años, utilizando el simulador de flujo en canales HEC – RAS 5.2 del US Army Corps of Engineers.

Del análisis de los resultados obtenidos, se observó, que para un período de retorno de 100 años, **NO SE GENERAN DESBORDES** por sobre el tope de las márgenes que definen el cauce afluente a la Quebrada El Añil específicamente en el escurrimiento de las aguas a través de la alcantarilla, tal y como se presenta en la Tabla 2.- y en la Figura 1.-

**Tabla 2.-** Profundidad de agua (Y normal) en el cauce

SECCIÓN	COTA DE RASANTE (m.s.n.m)	COTA TOPE MARGEN DERECHA (m.s.n.m)	COTA TOPE MARGEN IZQUIERDA (m.s.n.m)	COTA DEL NIVEL DEL AGUA TR= 100 AÑOS (m.s.n.m)
0+000,00	466,06	470,00	473,00	467,36
0+010,00	466,26	470,00	473,00	467,43
0+030,00	ALCANTARILLA ABOVEDADA 3,61x2,31			
0+050,00	467,80	473,00	473,00	469,87
0+070,00	468,10	473,00	473,00	469,85



**Figura 1.-** Perfil del agua en la Quebrada El Añil TR= 100 años.

Sobre la base de los criterios establecidos y de los cálculos y análisis realizados, se puede inferir que el cauce afluente de la Quebrada El Añil, específicamente en el punto de interés, posee capacidad suficiente para conducir el gasto máximo proveniente de una tormenta de 100 años de periodo de retorno.

Sin embargo, al considerarse que el terreno en estudio se encuentra a una distancia menor a los 15 metros del eje de la Quebrada y sobre materiales que son susceptibles de ser erosionados, se debe garantizar la estabilidad estructural de la margen derecha del cauce mediante la construcción de obras correctivas a lo largo del lindero del terreno.

## FALLAS EN LA SECCIÓN DE LA ALCANTARILLA

La alcantarilla existente es una estructura abovedada de metal corrugado de dimensiones 4,00 m de ancho y 2,80 m de altura; cuya falla se debió a un fenómeno de erosión que ha ocurrido de manera progresiva hasta ocasionar el colapso del cabezal de salida de la alcantarilla y de los taludes de relleno que conforman el terraplén de la vialidad de acceso a la Urbanización Valle Blanco.

La estructura se encontraba parcialmente corroída en el fondo de la misma, presentando perforaciones a lo largo del conducto, lo cual se puede aludir, por una parte, a la abrasión del material granular que ha escurrido a lo largo de la quebrada, así como también aguas negras que descargan al cauce de la Quebrada.

Esta afectación ha generado filtraciones hacia la base de soporta de la tubería, con un importante lavado del material de fondo y dejando la misma sin apoyo; lo cual se agrava en la descarga donde se observó un asentamiento de 80 cm del conducto de metal corrugado, aunado a una importante socavación en la descarga de la alcantarilla; la cual se estimó en 1,5 metros.



**Figura 2.-** Vista panorámica desde aguas abajo de la descarga de la alcantarilla. Obsérvese la erosión en los taludes y las fracturas del cabezal de salida, así como el asentamiento de la aleta izquierda (a color). Fuente: Autores.

Se puede indicar que el colapso del cabezal de salida de la alcantarilla ha sido ocasionado por la erosión regresiva que ha ocurrido en el cauce de la quebrada y que progresivamente fue socavando la base de dicho cabezal hasta perder su apoyo y su inminente colapso.

Seguidamente al colapso del cabezal de salida, el cual servía de confinamiento del terraplén de la vialidad de acceso a la urbanización, se iniciaron los asentamientos y posteriores colapsos de los taludes del mencionado terraplén afectados adicionalmente por el escurrimiento superficial, dejando la vialidad de acceso y la acera peatonal sin apoyo, lo cual representaba un peligro para conductores y peatones que transitan por la calle de acceso a la Urbanización.

## TRABAJOS PRELIMINARES

En vista de lo observado en las primeras visitas realizadas al sitio, y en especial en la pérdida de la base de soporte del último tramo de la tubería, se debió realizar una limpieza del área aguas abajo de la alcantarilla con la finalidad de despejar el área y poder tener una mejor visualización del estado actual de la misma y de las aletas de salida, así como del tramo aguas abajo de la descarga de la alcantarilla.

Una vez realizada la limpieza, se pudo observar que el último tramo de tubería carecía totalmente de apoyo, pero en especial es que toda el área y los estratos inferiores del terreno se encontraban totalmente saturados, lo que corroboraba la suposición de que no existía una base de soporte para la alcantarilla que garantizara la ejecución de un trabajo cónsono con las necesidades de rehabilitación de la estructura y restablecer unas óptimas condiciones de suelo de soporte para la misma y para la vialidad de acceso a la Urb. Valle Blanco. En la Figura 3.- se muestra el área de la salida de la alcantarilla luego de la limpieza realizada y de la demolición del cabezal fallado.



**Figura 3.-** Vista hacia aguas arriba de la descarga de la alcantarilla posterior a los trabajos preliminares de limpieza del área afectada (a color). Fuente: Autores.

Sobre la base de lo observado en sitio se pudo concluir que la tubería de metal corrugado que conforma la alcantarilla que sirve de acceso a la Urb. Valle Blanco, ha sufrido un importante deterioro de la base de la misma debida a dos efectos, por una parte, a la corrosión sufrida por las aguas contaminadas, y por otra parte, la cual se considera más importante, a la abrasión sufrida por el escurrimiento de materiales arenosos y gravosos.

Estos dos efectos han originado perforaciones en la base de la tubería, lo que a su vez ha producido filtraciones hacia la base de soporte de la tubería generando un escurrimiento subyacente a la base de la misma, ocasionando la saturación del material y un importante arrastre de sedimentos con la consecuente pérdida de la base de soporte del último tramo de la tubería.

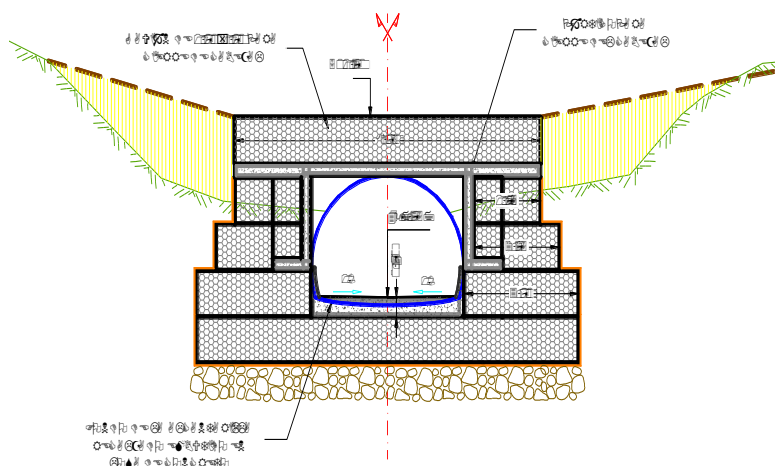
Adicionalmente a lo anterior, el escurrimiento superficial aunado a la falta de una estructura de protección adecuada en la descarga de la alcantarilla, generó erosiones y socavaciones cuya consecuencia fue el asentamiento del último tramo de la tubería, así como el asentamiento de las aletas de descarga y el colapso total de la estructura.

## PROYECTO DE RECONSTRUCCIÓN

Desde el punto de vista geomorfológico, el tramo en estudio se encuentra ubicado en el tercio inferior de lo que sería el cono de deyección de la cuenca con áreas compuestas por material aluvional, con una mezcla de materiales gruesos y finos susceptibles a erosiones por efecto de la escorrentía.; razón por la cual se tomaron medidas correctivas y el diseño de estructuras necesarias para proteger el fondo del cauce y márgenes. El tramo de alcantarilla que se propone intervenir es de aproximadamente unos 6,00 m y así como una canalización con una longitud no menor a 10,00 metros en función de los recursos económicos disponibles.

En tal sentido, el proyecto de reconstrucción de la alcantarilla se basó en los siguientes elementos:

1. Saneamiento de la base de apoyo fallada mediante la colocación de gaviones caja con una altura no menor de 2,00 m en el ancho de la canalización.
2. Para el diseño de la protección, se ha utilizado gaviones con la finalidad de aprovechar su flexibilidad y principalmente su costo inferior; presentando una sección de 4,00 metros de altura y cara escalonada hacia el talud, la cual ha sido calculada con el “Software GawacWin®” de la Empresa MACCAFERRI®.
3. Se han propuesto traviesas conformadas por un gavión caja de 1.00x1.00x1.00 dispuesto a todo lo ancho del cauce unidos a los muros longitudinales como elementos que ayuden a estabilizar la pendiente de fondo del tramo.
4. En el área donde ha sido intervenido el fondo de la tubería, se ha proyectado el vaciado de una losa de concreto que permita dar estabilidad estructural a la sección tipo bóveda y garantizar su funcionamiento.
5. Tomando en consideración la afectación en el tramo de la descarga de las láminas en el fondo del conducto, se ha propuesto la construcción de un sistema aporticado para la conformación del cabezal; con la finalidad de evitar el efecto de las cargas estáticas y dinámicas sobre el lomo de la alcantarilla.
6. Con la finalidad de proteger la base de la tubería de metal corrugado se ha diseñado un revestimiento de concreto de 10 cm de espesor reforzado con fibra de polipropileno.



**Figura 4.-** Vista frontal de la obra de protección proyectada. Fuente: Autores.

## EJECUCIÓN DE LA OBRA

Como parte de las obras preliminares, se realizaron las excavaciones para el saneamiento del área afectada, con una profundidad promedio de 2,50 m en la zona por debajo del tramo fallado de la alcantarilla debido a que el material se encontraba completamente saturado y no se podía garantizar la estabilidad de la base para la reconstrucción de la descarga.

Es de hacer notar que, para poder realizar las excavaciones por debajo de la sección de la alcantarilla afectada, fue necesario cortar el fondo de la misma con equipo de oxicorte para luego realizar el reposicionamiento altimétrico de la misma; lográndose levantar la sección fallada una altura de aproximadamente 50 cm con respecto a su estado inicial.



**Figura 5.-** Obras de saneamiento de la base de la alcantarilla (a color). Fuente: Autores.

Una vez ejecutadas las excavaciones se ha realizado la construcción de la base de enrocado y el muro de sostenimiento de la descarga, para posteriormente poder ejecutar los muros de la canalización y traviesas de fondo.



**Figura 6.-** Construcción de muros y obras de protección longitudinal (a color). Fuente: Autores.

La intervención del área afectada se ha llevado a cabo con muros de gaviones de protección de las márgenes en la descarga de la alcantarilla en una longitud de 10,00 m y las aletas de cierre para el empotramiento y confinamiento del material que conforma el talud. Adicionalmente, se han ejecutado dos muros de traviesa para el confinamiento del enrocado de protección y la descarga directamente hacia el cauce existente.

Es de hacer notar que, durante construcción de la losa de protección del fondo del conducto de la alcantarilla, se presentaron lluvias extraordinarias; con lo cual se comprobó la efectividad de las obras realizadas.

Posteriormente, se realizó la limpieza de los materiales arrastrados por la creciente y finalmente la construcción del cabezal y el relleno compactado para la conformación de los taludes.

Adicionalmente se ejecutaron obras de vialidad y urbanismo con su respectivo drenaje longitudinal con descarga directa hacia el cauce previamente intervenido.



**Figura 7.-** Vista hacia aguas arriba una vez culminada la ejecución de la obra de reconstrucción de la alcantarilla (a color). Fuente: Autores.

## REFERENCIAS

**Romanello M., Aranguren D. y Torres H.** (2017). “Propuesta de Ingeniería Básica para la canalización del cauce de la Quebrada El Añil, Municipio Valencia, Estado Carabobo”; Trabajo Especial de Grado presentado ante la Universidad de Carabobo para optar por el Título de Ingeniero Civil.

**Romanello M.** (2020). “Estudio Hidrológico e Hidráulico del cauce afluente a la Quebrada El Añil en su paso por la Urb. Valle Blanco, Valencia, Estado Carabobo”. Valencia, Venezuela.

**Romanello M., Morassuti G., Olival J.** (2020) “Ingeniería de Detalle para la reparación de la alcantarilla del cauce afluente a la Quebrada El Añil en su paso por la Urb. Valle Blanco, Valencia, Estado Carabobo”. Valencia, Venezuela.

**Romanello M.,** (2020) “Informe de Inspección Obra: Reparación de taludes, construcción de muros, construcción de losas y reparación de vialidad de acceso a Conjunto Residencial Valle Blanco”. Valencia, Venezuela.



## **ADAPTACIÓN DE LA SOLUCIÓN URBANÍSTICA AL RELIEVE FACILITA SENCILLAS SOLUCIONES DE DRENAJES PLUVIAL Y SANITARIO**

M. Sc. Ing. Zivko Gencel

Universidad Nacional de Piura, domicilio - Condominio Garden #360, Piura, Perú, Tel. 50- 71-969935723,  
zaugencel@yahoo.com

### **RESUMEN**

El artículo nace como producto de una experiencia de búsqueda de mejores diseños de drenajes pluviales y sanitarios asociados a pequeños proyectos inmobiliarios.

Se sugiere adaptarse en lo máximo (y dentro de lo racional) al relieve natural de terreno del proyecto obteniendo beneficios, de los cuales el mayor es reducción del presupuesto de movimiento de tierras sin perjudicar ningún aspecto funcional de la urbanización.

### **ABSTRACT**

The paper results from authors experience looking for better drainage design for rain and sewage water in case of small urbane housing projects.

It is suggested to adapt the urbanistic conception as more as reasonable to a natural shape of surface area. The benefits are multiples, being the most important one reduction of estimated project budget corresponding to a soil mass movement without affecting any of functional characteristics of the project.

**PALABRAS CLAVE:** solución urbanística; adaptación al relieve; drenajes pluvial y sanitario

## INTRODUCCIÓN

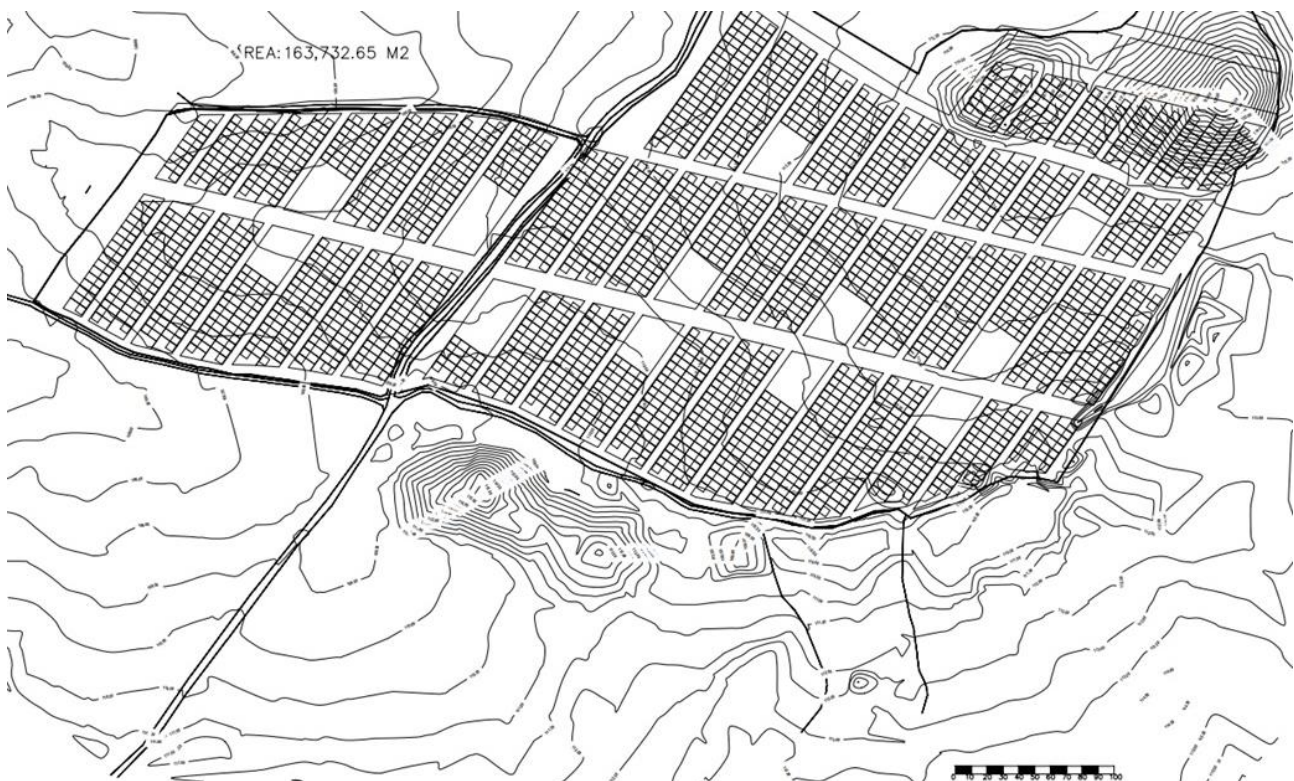
A menudo, la concepción de soluciones urbanísticas para menores y nuevos asentamientos se escoge poniendo en primer lugar criterios que desplazan a las soluciones de drenajes pluvial y sanitario hacia intervenciones posteriores. En otras palabras, la ingeniería de drenaje se resuelve en siguiente paso habiéndose ofrecido una solución urbanística, a la cual el ingeniero hidráulico no tuvo contribución.

La inspiración, para el procedimiento sugerido a continuación del presente artículo, de adaptación de las soluciones urbanísticas al relieve de terrenos que ocuparán, ha nacido a partir del dictado de clases del curso “Abastecimiento con agua potable y alcantarillado” en la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Piura.

Con la motivación de ofrecer a los estudiantes una preparación más adecuada a las exigencias del ejercicio de profesión, especialmente cuando de diseño de la infraestructura de redes de alcantarillado se trata, se ha introducido un trabajo semestral que consiste en diseñar en un mapa topográfico, con líneas de nivel, una pequeña urbanización incluido el diseño de redes de agua y desagüe.

En esta tarea el diseño de las calles se concibe de modo que facilite la evacuación pluvial: pendientes suaves pero consistentes con el relieve del terreno que ocupará la urbanización. Al elegir las pendientes de calzadas de este modo, las pendientes de alcantarillas de drenaje sanitario serán coincidentes en cuanto a sentidos de pendientes de las calzadas y nunca adversas. La profundidad de colocación de alcantarillas se mantendrá cerca de la mínima, por la coincidencia de las dos pendientes.

En repetidas oportunidades, a pesar que los estudiantes respetaron el principio expuesto se ha tenido que retroceder para adecuar la solución urbanística con la exigencia de no crear más vías de tránsito y más conductos colectores de alcantarillado de lo necesario (la infraestructura vial y de drenaje sanitario elevan el costo de la solución global). Esta experiencia ha motivado la sugerencia del autor del presente a un cliente, que recientemente solicitó ofrecerle una consultoría - previa revisión de la planta urbanística. Resulta que el urbanista estuvo preocupado, dentro de los límites de la propiedad, por un esquema de cierto orden en planta. En la figura 1 se presenta la solución urbanística para la cual se ha solicitado presentar la propuesta para elaborar el diseño de drenajes pluvial y sanitario:



**Figura 1.-** Solución urbanística para un barrio nuevo a ~3km de una ciudad

## **LAS VENTAJAS DE ADAPTACIÓN DEL CONCEPTO URBANÍSTICO AL RELIEVE DEL TERRENO**

Son varias las ventajas de proyectar una urbanización tratando, en la medida de lo racional, de coincidir con la forma del terreno destinado a tal propósito. Todas suman a la que es sustancial para una obra: reducción de costos sin perjudicar la calidad de soluciones. Específicamente, adaptándose a la forma del terreno – siempre y cuando eso no implique que, partes componentes presenten mayores diferencias altimétricas - se logra:

- \*Reducir el riesgo de la geodinámica externa (hablando de casos con equilibrio preexistente)
- \*No tener que crear nuevos caminos para la evacuación pluvial ni tener que pedir permisos para ello
- \*Tratándose de relativamente pequeñas áreas, la evacuación pluvial se resuelve vía superficial (sobre pavimento - sin estructuras subterráneas)
- \* El sistema de drenaje sanitario se simplifica siendo posible seleccionar las pendientes próximas a las de la superficie de las calzadas de las calles y así reducir al mínimo la profundidad de zanjas y consecuente costo de la excavación, de protecciones por las profundidades mayores de las mismas y de colocación de tuberías.

En toda el área de la urbanización, comprendiendo superficies ocupadas por residencias y zonas comunes incluidas las vías de tránsito de personas y vehículos, se logra significativamente menor volumen de movimiento de tierras (tal como se muestra en el ejemplo presentado). Esta faceta puede implicar grandes ahorros de costo total de la obra.

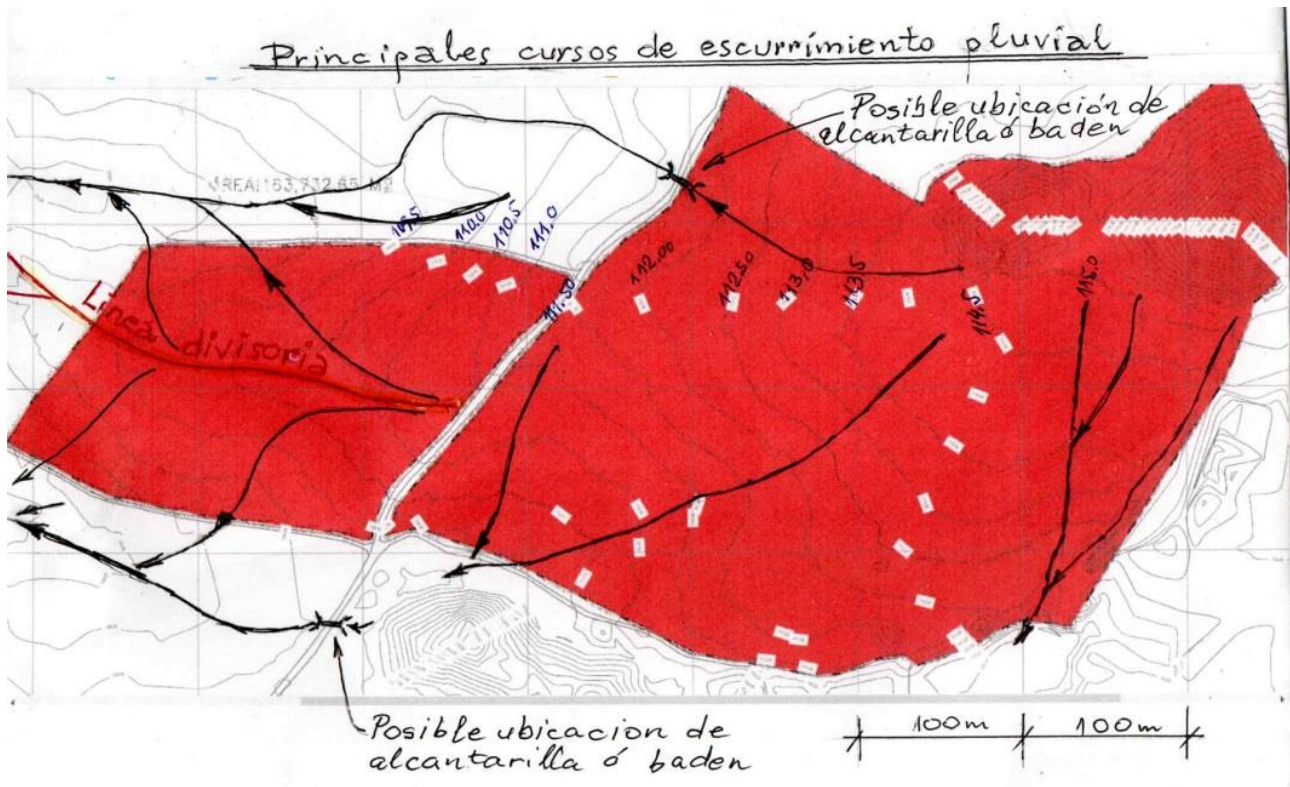
## **LA PROPUESTA**

Habiendo recibido la solicitud de ofertar una propuesta para los diseños de drenajes pluvial y sanitario para la nueva urbanización (de la solución urbanística de la figura 1), el autor del presente ha sugerido la revisión de la concepción urbanística solo con fines de adaptación al relieve existente del terreno teniendo en cuenta las ventajas mencionadas. Al cliente se le ofreció, sin costo adicional, atender las consultas del urbanista en sentido sugerido hasta llegar a una solución que cumpliera criterios importantes urbanísticos y de drenaje a la vez.

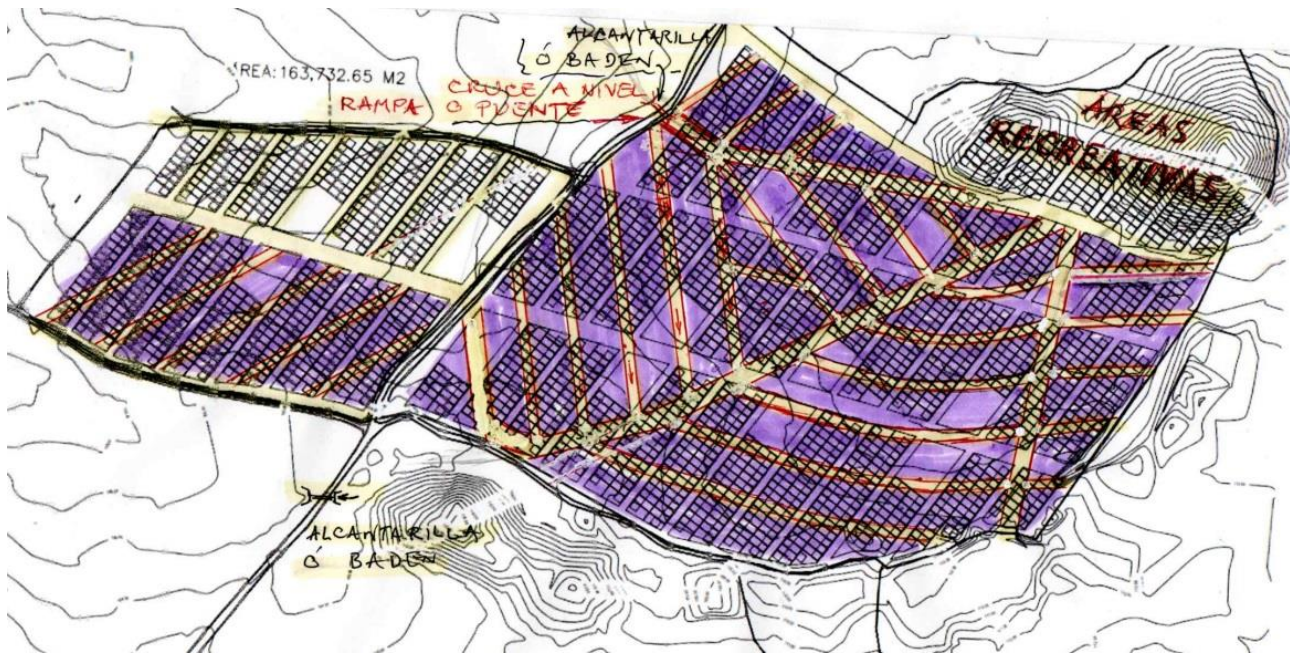
La empresa solicitante estuvo conforma con esta acción. Como resultado, considerando que es indispensable partir de algo sin iniciar todo de nuevo se propuso al cliente el plano urbanístico modificado respetando siguientes principios:

- 1/. Las principales calles deben coincidir en lo posible con las vías naturales existentes de drenaje pluvial del terreno.
- 2/. Las vías laterales de circulación vehicular y peatonal, o vías de segundo orden deben seguir la forma del terreno asumiendo pendientes razonables para la evacuación pluvial.

Como resultado de estas consideraciones se generaron siguientes plantas:



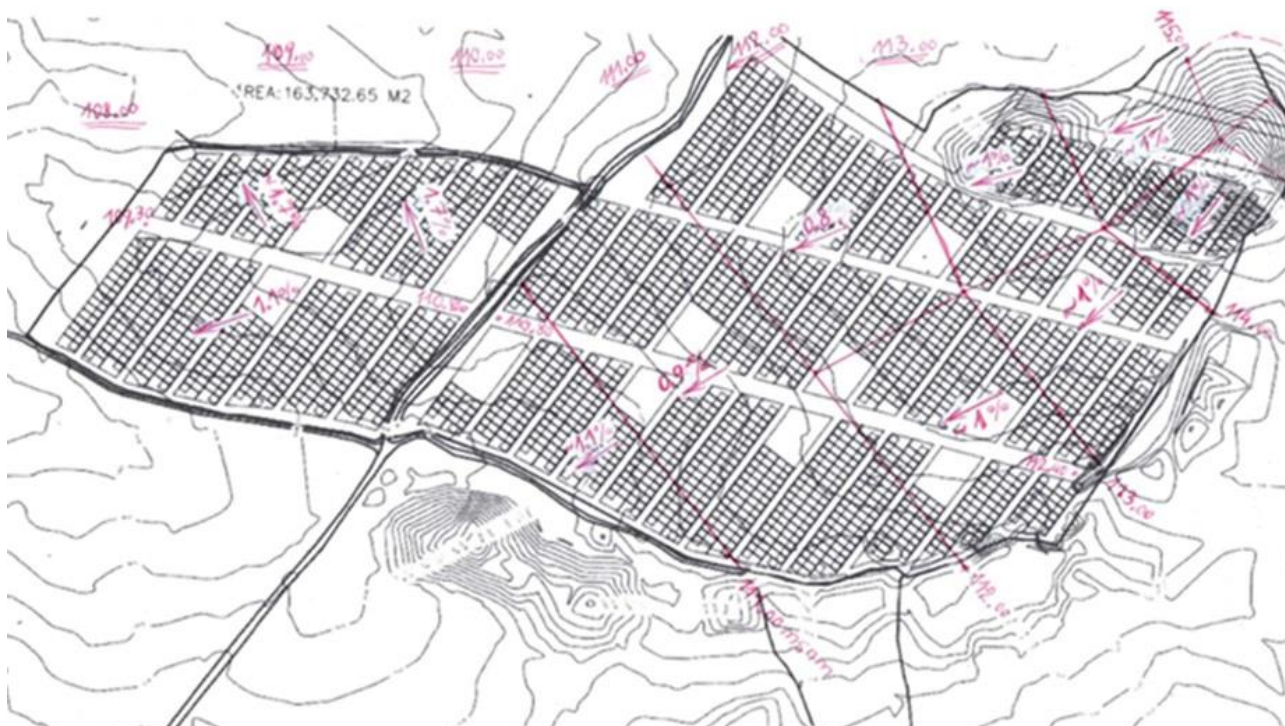
**Figura 2.-** Vías de drenaje natural del terreno de la nueva urbanización (el terreno es coloreado rojo)



**Figura 3.-** La propuesta de nueva solución conceptual urbanística

## CARACTERISTICAS DE LA PLANTA URBANISTICA NO ADAPTADA AL RELIEVE

El servicio de sugerir la modificación de la solución urbanística culminó, después de constatar que el cliente no verificó ni siquiera el ahorro de movimientos de masa de tierra (no tenía resueltas evacuaciones pluvial ni sanitaria), con el planteamiento de planos de inclinación de la planta urbanística que permitirían drenajes sin mayor problema y cálculo de volúmenes de masas de movimiento de tierra. Se partió de los extremos más altos de los límites de la propiedad orientando la evacuación de aguas de manera coincidente con la pendiente general del relieve. Con la finalidad de evaluar un posible ahorro, solo, en el rubro de movimiento de tierras (no comprende eliminación de la capa de suelo con residuos orgánicos) se ha asignado pendientes a los planos superficiales de la urbanización así determinados (solución sin adaptación al relieve) apropiados para el escurrimiento de aguas, tal como se aprecia en la figura 4:



**Figura 4.-** Planos y sus pendientes de la urbanización sin modificación de la concepción urbanística definidos con el propósito de permitir eficientes drenajes pluvial y sanitario

Analizando los volúmenes de movimiento de tierras para la solución urbanística con pendientes según la figura 4 (las vías de escurrimiento pluvial son naturalmente las vías secundarias que cruzan la avenida principal del área de lado derecho, mientras en lado izquierdo no hubo mayores modificaciones, por coincidir la vía principal con la línea divisoria) se han obtenido siguientes resultados:

Volumen de corte (en suelo arcillo - arenoso)	~56 500 m <sup>3</sup>
Volumen de relleno (usando masas excavadas)	~27 900 m <sup>3</sup>
Volumen a ser llevado al botadero	~28 600 m <sup>3</sup>

Aplicando precios unitarios locales (Perú, zona de sierra norte) para realizar estos trabajos se obtuvo un costo aproximado que asciende a USA \$ 250 000 (doscientos cincuenta mil dólares). Este costo no comprende los ahorros que se obtendrían por reducción de volúmenes de excavación de zanjas para el alcantarillado, por medidas especiales de protección contra derrumbes de paredes de zanjas, por colocación de tuberías, ni por evitar eventual necesidad de colocación de drenajes pluviales en subterráneo (en el caso de la solución urbanística sin adaptación al terreno).

Se entiende que, en caso de adaptarse al máximo, a la condición natural del terreno (según sugerido en la figura 3), el costo global considerado (de movimiento de tierra) sería prácticamente despreciable. El resultado de verificación aproximativa del exceso de costo para urbanismo no adaptado adecuadamente al relieve fue comunicado al cliente.

## CONCLUSIÓN

Usando el ejemplo (figuras 1 y 4 – solución urbanística sin adaptación y figuras 2 y 3 - solución urbanística adaptada al relieve) para ilustrar el sugerido procedimiento de adaptación del diseño urbanístico, se ha probado existencia de una significativa reducción de las partidas presupuestales correspondientes al movimiento de tierra en el caso de la concepción urbanística adaptada al relieve conforme mejor conveniencia para drenajes pluvial y sanitario. El resto de los beneficios, que se mencionaron en la propuesta, resulta justificado por simple lógica. Además, se considera que las soluciones urbanísticas diseñadas de esta manera brindan más seguridad en circunstancias de eventos medioambientales extremos. Los menores proyectos residenciales deben usar esta metodología, sobre todo si se trata de proyectos de viviendas estatales de modesto costo.

En todo caso, las buenas prácticas en consultoría siempre requieren la participación de todas las especialidades desde todo el inicio de actividades implicando que la concepción urbanística cumpla cabalmente con exigencias de soluciones conceptuales de las demás especialidades en este caso con las exigencias de los diseños de drenajes pluvial y sanitario.

## AGRADECIMIENTO

El presente artículo ha sido facilitado por la benevolencia de la empresa “Inversiones Águila S.A.” de Magdalena del Mar, Lima, representadas por el Presidente del Directorio Ing. Paul Barclay y su Gerente General Ing. Paulo de Estabridis, de otorgar autorización de usar como ejemplo uno de sus proyectos para mostrar la validación de los principios propuestos de adecuación del diseño urbanístico con fines de garantizar simples soluciones de proyectos de drenajes de aguas.

## BIBLIOGRAFÍA:

- López Cualla J.** (1999), *Diseño de Acueductos y Alcantarillados*, Editorial Alfaomega
- Maskew Fair, G., Geyer, J. Ch., Ogun, D.A.,** (2001) *Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales, Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas residuales*, Limusa Noriega Editores, México.
- Saldarriaga J.** (2007), *Hidráulica de Tuberías. Abastecimiento de Agua, Redes, Riegos*. Editorial Alfaomega, Ediciones Uniandes
- Salvador Villa, I., Realp Campalans, E., Besteiro Bartolí, L., Oliete, S., Pérez-Foguet, J.A.** (2005), *Abastecimiento de agua y saneamiento*, Universitat Oberta de Catalunya.
- Rodríguez, P.** (2001), *Abastecimiento de Agua*, Instituto Tecnológico de Oaxaca, México.

## ESTUDO DAS PERDAS NO SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA DO MUNICÍPIO DE UBERABA-MG

Karla Santos Limoeiro<sup>1</sup>; Fabricio Alonso Richmond Navarro <sup>2</sup>; Stênio de Sousa Venâncio<sup>3</sup>

<sup>1</sup>Cuore Engenharia e Construção: Rua Governador Agamenon Magalhães 122, Cristo Rei, Curitiba/PR, Brasil.

<sup>2</sup>Programa de Pós-graduação em Engenharia Hidráulica e Saneamento PPGSHS, Escola de Engenharia de São Carlos (EESC), Universidade de São Paulo (USP). Av. Trabalhador São Carlense, 400, CP 359, São Carlos-SP, Brasil.

<sup>3</sup>Universidade Federal do Triângulo Mineiro: Av. Dr. Randolfo Borges Junior 1400, Univerdecidade, Uberaba/MG, Brasil

<sup>1</sup>karlalimoeiro@cuore.eng.br, <sup>2</sup>fabriciorichmond@gmail.com, <sup>3</sup>stenio.venancio@uftm.edu.br

### RESUMO:

Prestadoras de serviços de abastecimento de água, visando melhoria de seus processos, têm se atentado às perdas de água na distribuição, dado que sistemas ineficientes estão sujeitos à captação acima do previsto, aumento no consumo de energia e custos adicionais com insumos e mão de obra. Em Uberaba/MG, essa perda apresenta-se maior que 30% do total captado. Este trabalho procurou identificar o comportamento das perdas no município, por estimativa e análise dos últimos 20 anos, através dos índices previstos na literatura e utilizados pelo Sistema Nacional de Informação sobre Saneamento (SNIS). Tece um breve comparativo com Franca (SP), referência em saneamento no Brasil, e apresenta um breve diagnóstico do sistema frente à situação e diretrizes apresentadas no Plano Municipal de Saneamento Básico. A análise concentra-se nos índices de perda referentes às ligações ativas, faturamento, macro e micromedição, e distribuição. Os resultados demonstram que a prestadora possui estratégias detalhadas para uma gestão eficiente no combate às perdas. Contudo, identifica-se a necessidade premente de um plano de ação efetivo, com a incorporação de programas de combate às perdas como cultura organizacional. Estes programas podem impactar no aumento da confiabilidade das informações institucionais e dos dados publicados, tornando o gerenciamento operacional mais qualitativo e eficiente.

**PALAVRAS-CHAVE:** Perdas, Distribuição, SNIS.

### ABSTRACT:

Water supply service providers, aiming for its processes improvement, have been alert to combat water losses in the distribution, once inefficient systems are subject to abstraction more than expected, increased electricity consumption and additional costs in inputs and labor. In Uberaba/MG city, that loss has been greater than 30% of the total captured. This research sought to identify the loss behavior in the city, through estimation and analysis of the last 20 years, from the indexes foreseen in the literature and used by the National Sanitation Information System. It describes a brief comparison with Franca (SP) city, reference in sanitation in Brazil, and a diagnosis of the supply system in view of the situation and guidelines presented in the Municipal Sanitation Basic Plan. The analysis focuses on the loss indexes for active water connections, billing, macro and micro-measurement, and distribution. The results show that the provider has detailed strategies for combating losses and efficient management. However, the urgent need for an effective plan of action is identified, with the incorporation of programs to combat losses as an organizational culture. These programs can impact on increasing the reliability of institutional information and published data, making operational management more qualitative and efficient.

**PALAVRAS-CHAVE:** Losses, Distribution, SNIS.

## INTRODUÇÃO

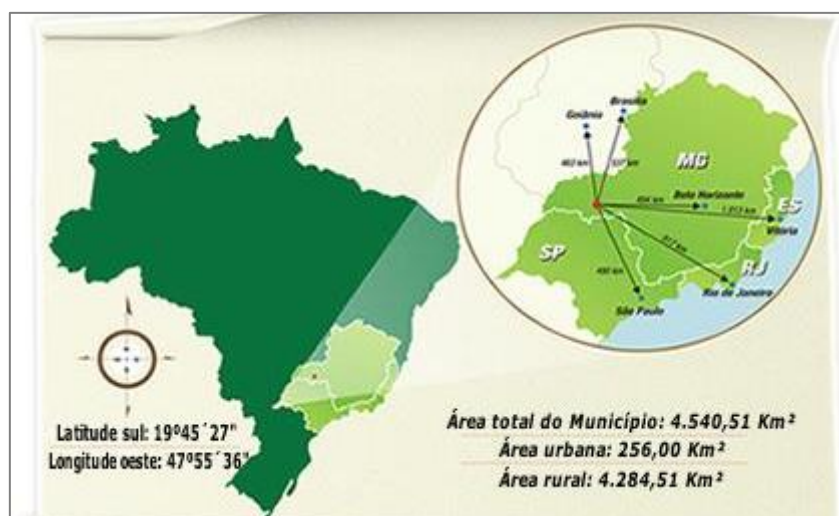
Perda de água na rede de distribuição refere-se à diferença entre o volume total de água produzido nas estações de tratamento e a soma dos volumes consumidos pelos usuários finais, registrados a partir da leitura de hidrômetro nos imóveis e empreendimentos (ABES, 2015). O conhecimento detalhado do comportamento da rede de distribuição em suas diferentes vertentes, bem como a aplicação assertiva de recursos operacionais e financeiros voltados para ações de redução e controle das perdas de água, acarreta comprovadamente, economia para as concessionárias e consequente ganho para a população, tanto em relação à redução de investimentos quanto ao adiamento de exploração de novos mananciais (PATRÍCIO, 2007). Este último denotando em um impacto ambiental positivo.

Considerando os aspectos destacados, o presente trabalho analisa os índices de perdas de água da cidade de Uberaba a partir dos dados informados pelo Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento (SNIS), relacionando-os com a realidade operacional do sistema pela concessionária e com o Plano Municipal de Saneamento Básico de Uberaba (PMSB). O trabalho está dividido em metodologia de cálculo dos índices usados, seguidamente são apresentados os resultados obtidos para Uberaba/MG e uma breve comparação com os dados de Franca/SP e por último a discussão desses resultados e as conclusões do trabalho. Este artigo é parte integrante do trabalho de conclusão de curso de Limoeiro (2019).

## METODOLOGIA

Para o diagnóstico atual e prognóstico do sistema de abastecimento de água (SAA) de Uberaba, recorreu-se à última versão do PMSB - constituído de diferentes produtos, os quais são citados ao longo do presente trabalho - (DRZ, 2014), além de levantamento geral de campo a partir de visitas técnicas e informações cedidas pela autarquia municipal. Já os índices financeiros e operacionais foram obtidos a partir da base de dados do SNIS - Sistema Nacional de Informação sobre Saneamento, o qual compila todas as informações e indicadores sobre a prestação de serviços de água dos municípios brasileiros.

Os métodos utilizados para análise são aplicados no sistema de abastecimento de água, gerido e operado pelo Centro Operacional de Desenvolvimento e Saneamento de Uberaba-MG – CODAU.



**Figura 1.-** Posição Geográfica de Uberaba-MG. (Fonte: PMU, 2005)

Localizado na bacia do Rio Grande, o rio Uberaba é a fonte de captação superficial para o abastecimento da população do município. A estação de tratamento de água divide-se em três



unidades e possui capacidade de tratamento instalada de 1450 L/s, apesar da outorga e tratamento atual ser de 900 L/s. A capacidade total de reservação é de 55.600 m<sup>3</sup>, contando com dez centros de armazenamento de água ligados a uma rede de distribuição cuja extensão ultrapassa os 929 km.

Para fins de análise comparativa de eficiência de gestão, quanto às perdas de água, foi escolhido o município de Franca/SP, que possui características climáticas e populacionais semelhantes, e localização próxima da cidade de Uberaba. A Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo (SABESP), que gerencia o sistema de abastecimento da cidade de Franca, se destaca como a líder no ranking nacional de saneamento, apresentando os melhores índices de qualidade dos serviços entre as 100 maiores cidades brasileiras (TRATA BRASIL, 2018).

### Determinação dos índices de análise

Os indicadores escolhidos para este estudo são aqueles apresentados em SNIS (2017) e referem-se às Perdas Totais (Reais + Aparentes), como seguem:

- Índice de perdas na distribuição (IN049): considera, em percentual, os volumes micromedidos na rede de distribuição.

$$IN049 = \frac{AG006+AG018-AG010-AG024}{AG006+AG018-AG014} \times 100 \quad [1]$$

- Índice percentual: representado em percentual, relaciona o volume de perdas totais com o total de água disponibilizada ao sistema.

$$IP = \frac{AG012+AG018-AG008}{AG012+AG018} \quad [2]$$

- Índice de macromedição (IN011): representa o percentual de volume de água disponibilizado para a rede de distribuição que foi medido.

$$IN011 = \frac{AG012-AG019}{AG006+AG018-AG019} \times 100 \quad [3]$$

- Índice de micromedição (IN010): retrata, em percentual, o volume medido por hidrômetração em frente ao disponibilizado para a distribuição.

$$IN010 = \frac{AG008}{AG006+AG018-AG019-AG024} \times 100 \quad [4]$$

- Índice de hidrometração (IN009): representa, em percentual, a relação entre a quantidade de ligações ativas de água micromedidas e a quantidade de ligações ativas de água.

$$IN009 = \frac{AG004}{AG002} \times 100 \quad [5]$$

- Índice de perdas de faturamento (IN013): expresso em percentual, representa os volumes faturados na rede de distribuição, dependendo da política tarifária da companhia de saneamento (ABES, 2015).

$$IN013 = \frac{AG006+AG018-AG011-AG024}{AG006+AG018-AG024} \times 100 \quad [6]$$

- Índice de perdas por ligação (IN051): em litros por ligação dia (L / ligação.dia), retrata os volumes micromedidos na rede de distribuição e as ligações ativas de água:

$$IN051 = \frac{AG006+AG018-AG010-AG024}{AG002} \times \frac{1.000.000}{365} \quad [7]$$

- Índice Bruto de perdas lineares (IN050): em metros cúbicos entre dia por quilometro linear de tubulação (m<sup>3</sup> /dia/Km), é calculado em função da extensão de rede de água do SAA avaliado.

$$IN050 = \frac{AG006+AG018-AG010-AG024}{AG005} \times \frac{1.000.000}{365} \quad [8]$$

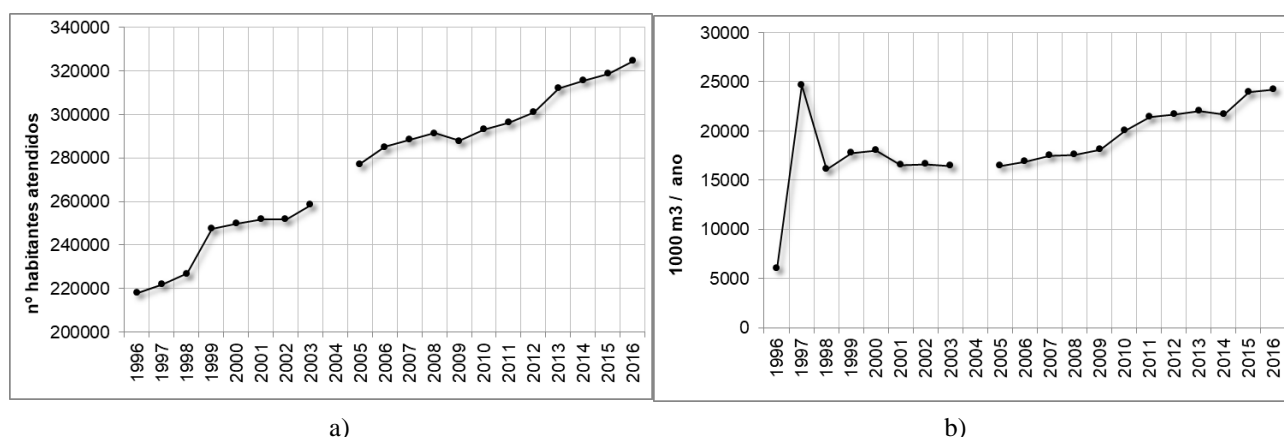
Sendo as variáveis, dos índices antes citados, definidas conforme Tabela 1, abaixo:

**Tabela 1.-** Definição das variáveis

AG002	Quantidade de ligações ativas de água
AG004	Quantidade de ligações ativas de água micromedidas
AG005	Extensão da rede de água
AG006	Volume de água produzido
AG008	Volume de água micromedido
AG010	Volume de água consumido
AG011	Volume de água faturado
AG012	Volume de água macromedido
AG018	Volume de água tratada importado
AG019	Volume de água tratada exportado
AG024	Volume de serviço

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

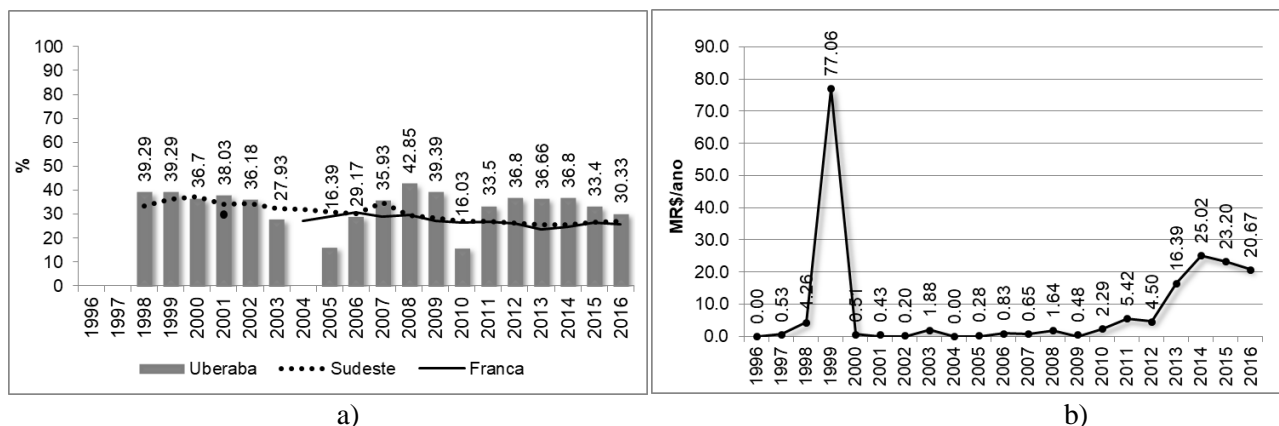
A partir da compilação dos dados do SNIS, a Figura 2 apresenta a evolução da população atendida pelo sistema de abastecimento em paralelo a evolução do consumo de água. Pode ser observado um constante crescimento por ambas as curvas, com declividade mais acentuada para a curva de consumo. Este fato denota um crescimento da taxa per capita que pode estar diretamente relacionado ao crescimento das perdas de água no sistema.



**Figura 2.-** Evolução da população total atendida com abastecimento de água em Uberaba (a) e Evolução do consumo de água em Uberaba (b) (SNIS, 2018; modificado pelo Autor, 2018).

Para o ano de 2004, não há registros das informações e indicadores do município de Uberaba, conforme pode ser observado na Figura 1. Esta falha pode estar relacionada à ausência de repasse das informações pela concessionária, relativas ao respectivo ano, para a base de dados do SNIS. Neste sentido a de se destacar que o ano de 2004 configurou-se por um período eleitoral municipal, já havendo, no ano antecedente, uma transição de governo.

Com relação às perdas de água, a Figura 3 ilustra a perda na distribuição contrapondo o total de investimentos realizados no mesmo período para o SAA, de modo a perceber o reflexo de um investimento no sistema, que pode ser para ampliação da rede e para a diminuição das perdas de água.



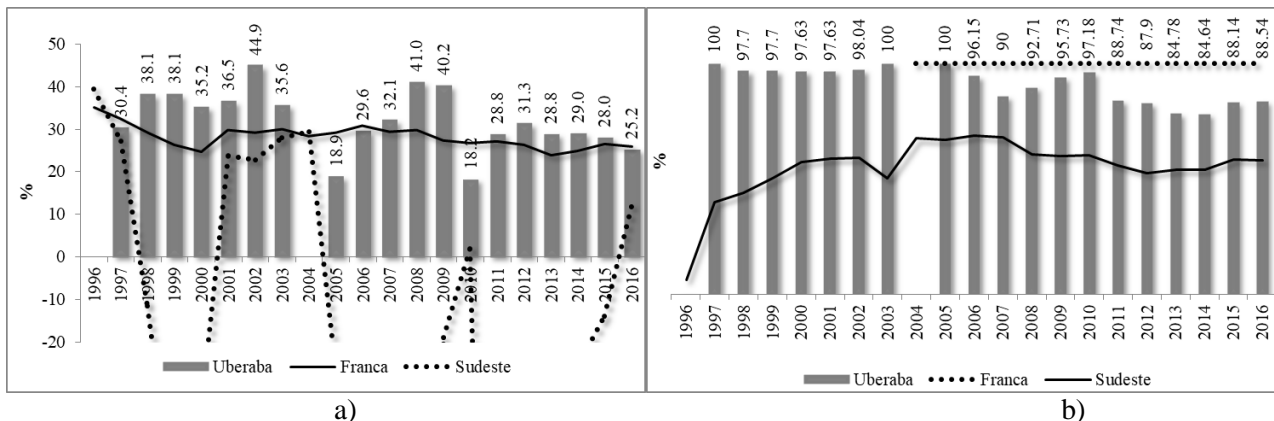
**Figura 3.-** (a) IN049 - Índice de perdas na distribuição, e (b) Total de investimentos realizados em abastecimento de água (SNIS, 2018; modificado pelo Autor, 2018).

É importante observar, no cômputo da Figura 3 (b), que os dados apresentados pelo SNIS não especificam a destinação dos investimentos: se para produção, tratamento ou para distribuição da água, comprometendo assim uma análise setorial das partes constituintes.

É possível, no entanto, verificar uma redução nas perdas para os anos de 2001, 2002 e 2003, após um considerável investimento no ano de 1999. Também pode ser observado fato semelhante em outras datas do período de análise, com investimentos significativos realizados a partir do ano de 2010 que repercutiram em uma queda do índice de perdas na distribuição a partir do ano de 2014. Parece evidenciar, para tanto, que a relação investimento entre perdas na distribuição segue uma ordem de proporcionalidade inversa. Neste sentido, a de se destacar Gonçalves (2017) que relaciona as reduções do índice de perdas de água aos investimentos setoriais no sistema de abastecimento de água. Para o sistema de distribuição da cidade de Uberaba, que opera de maneira interligada, um gerenciamento eficiente de investimentos fica por ora comprometido, conforme destaca o próprio Plano Municipal de Saneamento do município, pois a interligação complica a análises isolado de setores.

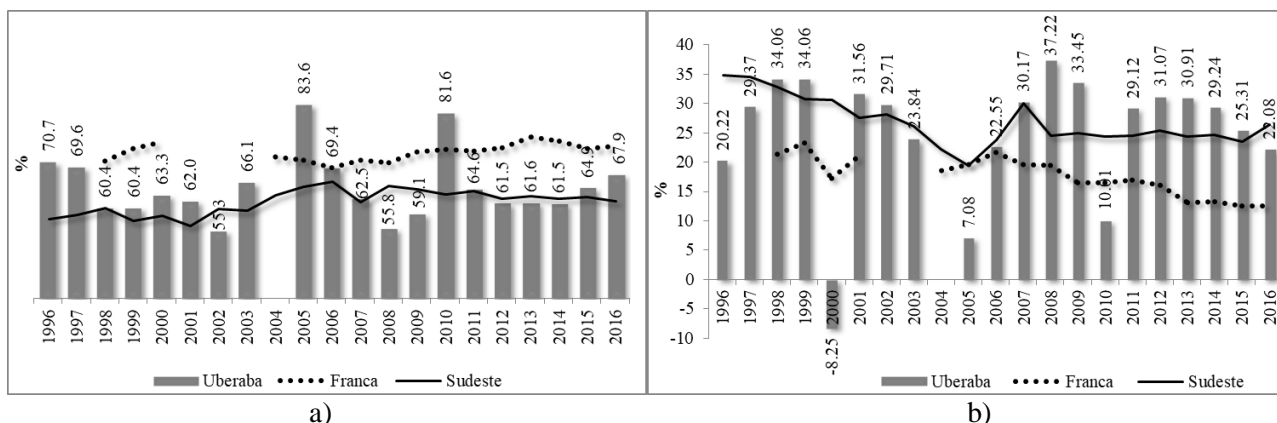
Nos próximos resultados vão ser colocados para comparação os dados de Franca e da região Sudeste contra os de Uberaba.

Para a análise do índice percentual de perdas (IP), que considera como base os volumes macromedidos das ETAs e poços, a Figura 4-a mostra o perfil de evolução no período de 20 anos, onde pode ser observado um comportamento similar ao índice de perdas na distribuição. Entretanto, quando estes percentuais são confrontados com o índice de macromedição, na Figura 4-b, pode ser observada uma queda, deste último, da ordem de 10%, entre os anos de 2010 e 2016. Este fato pode ser devido não somente a ausência estratégica de macromedidores como também a própria aferição e calibração dos medidores existentes, configurando, neste caso, perdas aparentes. Gonçalves (2017) sugere que este fato pode indicar uma suscetibilidade às decisões gerenciais equivocadas envolvidas neste processo. Verifica-se ainda, pelo IP, valores negativos referentes ao volume micromedido, sendo superiores ao volume macromedido, o que caracteriza uma inconsistência quando comparado à realidade de distribuição, indicando maior faturamento que produção. Esta situação pode dever-se a um descompasso entre o período de fornecimento e o de faturamento, compensando consumos passados dentro de uma fatura presente. Este problema é recorrente em todos os municípios brasileiros onde o percentual de água macromedido é baixo, denotando uma preocupação exclusiva com o faturamento, não incorporando ao monitoramento global do sistema o monitoramento setorial, cujo par ordenado atuaria incondicionalmente para a melhoria dos custos financeiro e ambiental.

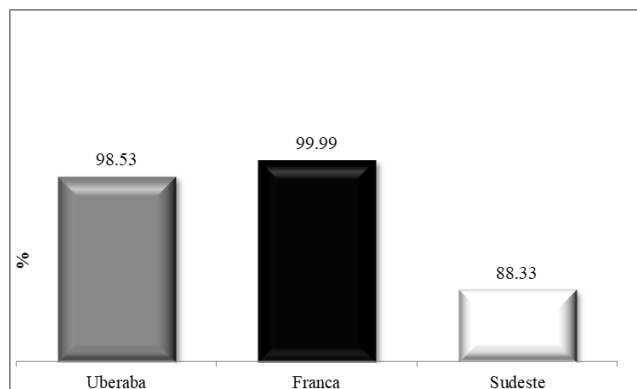


**Figura 4.-** (a) Índice Percentual de Uberaba, Franca e região sudeste e (b) IN011 - Índice de micromedição de Uberaba, Franca e região sudeste (SNIS, 2018; modificado pelo Autor, 2018).

No que se refere a micromedição, a Figura 4-a destaca um baixo índice ao longo do período observado, sendo próximo dos 60%, similar ao da região Sudeste. Já para a cidade de Franca foi observado um índice de 70% de micromedição. Verifica-se também que, para Uberaba, entre os anos de 2014 e 2016 houve um aumento no índice de micromedição superior a seis pontos percentuais. Considerando que o índice de micromedição está diretamente relacionado às perdas de faturamento, na Figura 4-b pode ser observado que um investimento na micromedição, no período supra descrito, ocasionou uma diminuição no índice de perda de faturamento. Este fato vem a caracterizar o índice de hidrometração do sistema de distribuição onde, na Figura 5 é destacado este índice para a cidade de Uberaba em comparação com a região sudeste e a cidade de Franca. Percebe-se, portanto, que os investimentos em micromedição realizados entre 2014 e 2016, no sistema de Uberaba, fez com que houvesse uma redução das perdas aparentes de água, alcançando um índice de hidrometração similar a cidade de Franca e bem superior ao da região sudeste.



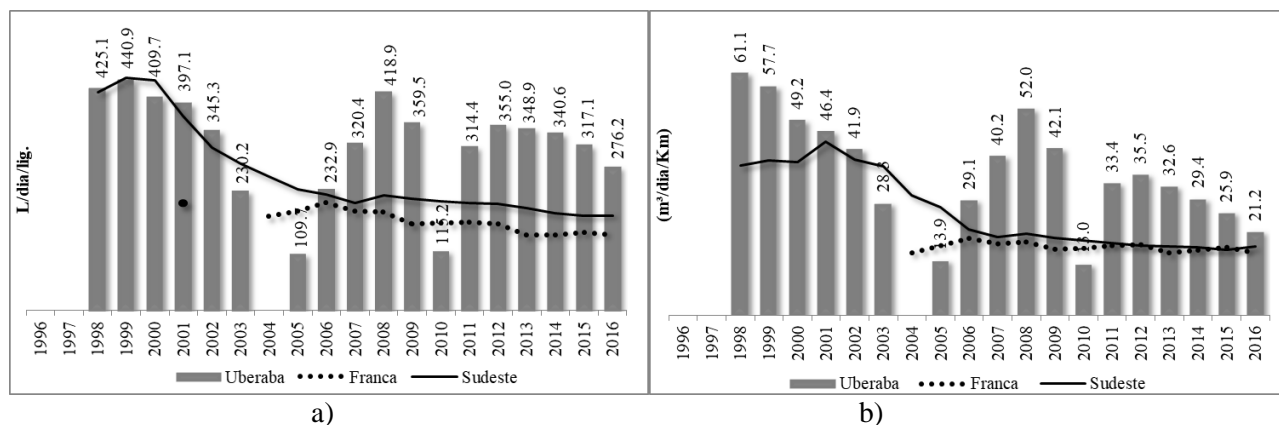
**Figura 5.-** (a) IN010 - Índice de micromedição relativo ao volume disponibilizado e (b) IN013 - Índice de perda de faturamento (SNIS, 2018; modificado pelo Autor, 2018).



**Figura 6.-** IN009 - Índice de hidrometração em 2016 (SNIS, 2018; modificado pelo Autor, 2018).

Apesar da melhoria do índice de hidrometração, entre os anos de 2014 e 2016, para a cidade de Uberaba, é válido destacar o registro do Plano Municipal de Saneamento (PMS) que descreve a presença de lacunas operacionais no sistema de distribuição, as quais corroboram a ausência do controle nas micromedidas, no período de análise, o que sugere a inevitável perda de água aparente. A consequência direta vê-se nos altos índices de perda de faturamento, quando comparados à Franca, os quais podem estar associados a erros de leitura, erros sistemáticos ou até mesmo provocados pelos sistemas computacionais.

Em relação às perdas físicas, a Figura 6 apresenta o índice de perda por ligação e índice bruto de perdas lineares. Na figura 6-a verifica-se um elevado índice de perdas para a cidade de Uberaba em comparação com a região sudeste e também a cidade de Franca, alcançando o patamar mais crítico em 2008, com 418 litros por dia por ligação. Em 2016, o SNIS aponta uma rede de distribuição com 1.429,57 km, 64% maior que a exposta no último relatório do PMS, em 2014, e 72% maior que o registrado em 2012, ano em que se classificou a rede em 80% de PVC, 19% em ferro fundido e 1% em cimento amianto.



**Figura 7.-** IN051 - Índice de Perdas por Ligação (a) e IN050 - Índice Bruto de Perdas Lineares (b) (SNIS, 2018; Autor, 2018).

Apesar do diagnóstico realizado em 1991 ter indicado corrosão nas tubulações de amianto, o estudo de 2012 o considerou desprezível frente ao principal problema de incrustação das tubulações de ferro fundido – cerca de 30.000 ramais em situação precária – além dos ramais obsoletos. Segundo GOMES (2013), muitos trechos foram substituídos, porém houve supressão na calçada, restando trechos de ramais super pressurizados, com perdas de água visíveis ou não, agravando o processo de elevação de perdas de água. No referido estudo, um potencial significativo de recuperação de água, para este problema, é destacado, pela substituição e supressão dos ramais antigos do sistema em Uberaba.

Em paralelo às análises dos índices destacados pelo SNIS, identificou-se também, na base do estudo de perdas do PMS (DRZ, 2013), alguns outros pontos importantes, que podem interferir no aumento de perdas, eles seria:

- Interferências em algumas zonas de pressão entre reservatórios, o que propicia altos níveis de perdas reais.
- Não há prática de controle ativo de vazamento, nem equipamentos de detecção acústica e equipe técnica qualificada para a tarefa.
- Não há controle do desempenho nem do padrão de serviço da equipe destinada à manutenção, sem a possibilidade final de gerir a eficiência dos roteiros.
- Não há estatística de falhas de infraestrutura, nem controle de materiais consumidos e retirados do almoxarifado.

Todos esses efeitos indicam a necessidade urgente de uma gestão implementada para controle de perdas e ações, como as alternativas já elencadas no Plano.

Segundo o CODAU (2015), a rede de distribuição não é setorizada, fazendo com que reservatórios de zonas de pressão distintas abasteçam também outros setores da cidade, comprometendo o gerenciamento por monitoração efetiva. O PMS (DRZ, 2013) destaca ainda o entendimento do processo de setorização da rede de distribuição como ferramenta operacional importante no controle das pressões, o que consta como ação imediata prevista já no seu programa de controle definido no ano de 2012, embora não tenha ainda sido implementada.

## CONCLUSÕES

A concessionária do município de Uberaba, a partir da literatura estudada e das diretrizes presente no próprio Plano de Saneamento Básico, já possui estratégias e métodos para o combate às perdas e um conhecimento suficiente para este fim. Entretanto, pôde-se verificar que as ações implementadas até então são pontuais. A ausência de um sistema de distribuição de água setorizado na cidade apresenta-se como um dos principais gargalos, inviabilizando o monitoramento das perdas de água reais e também um cronograma de etapas de obras necessárias, principalmente no que tange à redução das perdas físicas. Torna-se necessário, para tanto, a retomada, ou até mesmo, a aceleração da implantação do Programa de Prevenção, Redução e Controle de Perdas.

Considera-se, para este efeito, que os índices de perda no SAA de Uberaba apresentam grande potencial para redução, a partir de uma mudança da gestão operacional. Para tanto, políticas e programas, que priorizem a redução das perdas de água, devem ser incorporados como cultura organizacional da concessionária.

É importante o cuidado quanto à aferição dos dados utilizados no processo de gestão, aumentando o nível de confiança e facilitando, efetivamente, a adequação e proposição de ações corretivas em relação ao planejamento do sistema. Este fato deve-se às divergências de índices encontradas em determinados períodos, como nos anos de 2004, 2005 e 2010, cujo perfil é altamente divergente do comportamento extensivo para os outros anos observados, não encontrando-se uma causa lógica que justificasse tais desvios.

Comparativamente, o município de Franca/SP apresentou, em todas as análises, melhores patamares no combate às perdas, conforme já era esperado. A SABESP, atual concessionária do município, atribui aos bons resultados alcançados, como sendo o “reflexo de políticas de longo prazo adotadas por diferentes administrações, que priorizaram planejamento e gestão” (GASPARINI, 2018), aliados ao investimento tecnológico, corpo técnico altamente qualificado, através de treinamento permanente de equipes e ética, e comprometimento na prestação de um serviço de alta qualidade (TRATA BRASIL, 2018). Sugere-se o benchmarking com a SABESP-Franca como uma ferramenta de gestão adotada pelo CODAU para melhoria contínua da implantação do PRCP.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço à UFTM e ao CODAU, pela oportunidade de desenvolver este trabalho; ao meu orientador, Professor Dr. Stênio de Souza Venâncio, pela postura e sabedoria ao dirigir-me os passos, e ao coorientador, Professor Msc. Fabrício Alonso Richmond Navarro, por participar com suas riquíssimas contribuições.

## REFERÊNCIAS

- Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental** (2015). “Controle e redução de perdas nos sistemas públicos de abastecimento de água: posicionamento e contribuições técnicas da ABES”. Rio de Janeiro, Brasil.
- DRZ, G.A.** (2013). “Plano Municipal de Saneamento Básico”. Anexo I. Vol. 5. pp 2455 – 2518.
- DRZ, G.A.** (2014). “Plano Municipal de Saneamento Básico: relatório final”. Uberaba, Brasil. 1569 p. Dividido em três volumes. Disponível em: <<http://www.codau.com.br/pmsb/produtos.php>>.
- Gasparini, W.** (2018). Opinião – “Exemplos positivos de saneamento básico”. Assembléia legislativa do estado de São Paulo, São Paulo, Brasil. XXIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos (ISSN 2318-0358) 11
- Gomes, A. S.** (2013). “Diagnóstico Técnico Participativo”. In: DRZ Gestão Ambiental. Plano municipal de saneamento básico. Uberaba. Vol. 5, p. 2455-2518.
- Gonçalves, K. P.** (2017). “Análise da gestão e controle de perdas de água no sistema público de abastecimento do município de Uberaba/MG”. 188 f. Dissertação (Mestrado Profissional em Sustentabilidade Socioeconômica Ambiental) - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil.
- G1 Triângulo Mineiro.** “Terceira Estação de Tratamento de Água é inaugurada em Uberaba”. Uberaba/MG, Brasil. Disponível em: <<https://g1.globo.com/minas-gerais/triangulo-mineiro/noticia/2016/09/terceira-estacao-de-tratamento-de-agua-e-inaugurada-em-uberaba.amp>>.
- Limoeiro, K. S.** (2018). “Estudo das perdas no sistema de abastecimento de água do município de Uberaba-MG”. 68 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Triângulo Mineiro, Uberaba, Brasil.
- Ministério das Cidades** (2018). “SNIS - Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento. Diagnósticos dos serviços de água e esgoto” – Vários anos. Brasília: Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental. 220 p.
- Patrício, R. J. O.** (2007). “Análise de Perdas na Rede de Distribuição de Água em um Subsetor da Cidade de Presidente Prudente – SP”, 132 f. Dissertação (mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia – Universidade Estadual de São Paulo, Ilha Solteira, Brasil.
- Trata Brasil, I.** (2018). “Ranking do saneamento”. São Paulo, Brasil.

# USO DE DIFERENTES TOPOGRAFIAS NA PROPAGAÇÃO DE HIDROGRAMA ASSOCIADO À RUPTURA HIPOTÉTICA DE BARRAGEM

Rute Ferla<sup>1</sup>, Renato Steinke Júnior<sup>1</sup>, Thiago Cepik Brune<sup>1</sup>, Priscila Maria Kipper<sup>1</sup>, Eder Daniel Teixeira<sup>1</sup>, Mauricio Dai Prá<sup>1</sup>, Luiz Augusto Magalhães Endres<sup>1</sup>, Daniela Guzzon Sanagiotto<sup>1</sup>, Marcelo Giulian Marques<sup>1</sup> e Camila de Souza Dahm Smiderle<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Brasil; <sup>2</sup>Companhia Estadual de Geração de Energia Elétrica (CEEE-G), Brasil.  
 rute.ferla@ufrgs.br; renato.steinkejuni@outlook.com; thiagocbrune@gmail.com; priscila\_kipper@hotmail.com; eder.teixeira@ufrgs.br; mauricio.daipra@ufrgs.br; endres@ufrgs.br; dsanagiotto@ufrgs.br; mmarques@iph.ufrgs.br; camila.dahm@ceee.com.br

## Introdução

Mesmo com os contínuos avanços nas técnicas construtivas e na fiscalização de barragens, a possibilidade de rompimento dessas estruturas nunca é nula. A realização de estudos de ruptura de barragens deve levar em conta, dentre outros, o conhecimento de informações associadas à topografia e batimetria da região a jusante. Por sua vez, quando inexistentes, o levantamento de tais informações pode contribuir com parcela significativa nos custos associados aos referidos estudos. No Brasil, não há diretrizes claras quanto às escalas, precisões e/ou resoluções mínimas que devem ser consideradas nos dados topográficos a serem utilizados nos estudos de ruptura de barragens.

No que diz respeito à influência da topografia nos resultados associados às simulações de ruptura, há divergências na literatura especializada. Rocha (2015) menciona que a topografia pode ser o principal fator de influência na previsão da mancha de inundação. Por outro lado, de acordo com Tschiedel e Paiva (2018), quando se está avaliando fontes de incerteza associadas aos dados de entrada em estudos de ruptura de barragens, a topografia nem sempre é o fator mais impactante.

Sendo assim, este trabalho tem como objetivo avaliar os resultados associados ao uso de diferentes bases topográficas na propagação de ondas provenientes da ruptura hipotética de uma barragem estudo de caso. Para tal, considerou-se a região a jusante da barragem João Amado e a montante do reservatório da barragem Guarita, ambas localizadas no Rio Guarita (as margens de ambos reservatórios estão localizadas nos municípios de Redentora e Erval Seco, RS/Brasil).

## Metodologia

No estudo de caso, considerou-se o rompimento hipotético da barragem João Amado e avaliou-se a propagação do hidrograma até uma região imediatamente a montante do início do reservatório da barragem Guarita (totalizando cerca de 48 km de extensão longitudinal). A propagação do hidrograma associado à ruptura hipotética da barragem foi realizada no software HEC-RAS (versão 6.1), em sua solução bidimensional (2D).

Para desenvolvimento das análises, foram utilizadas três diferentes bases topográficas. Uma delas (aqui nomeada MDE JA) se constitui de um modelo digital de elevação (MDE) construído especialmente para a referida região. A elaboração do MDE JA se deu por meio da combinação de informações de duas bases cartográficas, com curvas de nível com espaçamento de 5 m e de 20 m, juntamente com informações de 16 seções topobatimétricas. Além da base MDE JA, utilizaram-se os modelos NASADEM (NASA, 2020) e FABDEM (Hawker et al., 2022), ambos de abrangência global, com acesso livre e resolução espacial de 30 m. O modelo NASADEM trata-se de um reprocessamento e melhoramento dos dados originais da missão SRTM (NASA, 2020), ao passo que os dados altimétricos do modelo FABDEM estão baseados no CopernicusDEM, tendo sido realizados processamentos para retirada dos efeitos da vegetação e de áreas urbanas (Hawker et al., 2022). Vale destacar que os modelos livres avaliados não dispõem de informações batimétricas do rio.

No programa HEC-RAS, considerou-se malha bidimensional, de geometria 10 m X 10 m (nas proximidades do eixo do rio), juntamente com uma malha mais grosseira, de geometria 100 m X 100 m (nas zonas mais afastadas às margens do rio). Utilizou-se coeficiente de rugosidade de Manning igual a 0,045 para todo o trecho. Na condição de contorno de montante, considerou-se um hidrograma de ruptura hipotético, associado a uma chuva com período de retorno de 10.000 anos, com vazão de pico igual a 2.650 m<sup>3</sup>/s e tempo de pico igual a 15 minutos. Como condição de contorno de jusante, considerou-se a profundidade normal do escoamento (associada à ocorrência do regime uniforme).

## Resultados e conclusões

Foram avaliados os resultados de profundidade e vazão do escoamento, resultantes da aplicação do programa HEC-RAS, nos três diferentes terrenos avaliados (MDE JA, NASADEM e FABDEM), conforme disposto na Tabela 1, em quatro seções transversais (ST, cujas posições estão indicadas na Figura 1) ao longo do vale estudado. Como sugere a Tabela 1, quando comparados os resultados entre os diferentes terrenos associados, as vazões do escoamento obtidas ao longo do trecho são relativamente próximas. Os resultados de profundidade do escoamento associados às bases NASADEM e FABDEM resultaram próximos entre si, porém, muito distintos dos obtidos com o uso do MDE JA (diferença da ordem de 100% a 300%).

**Tabela 1.-** Resultados de profundidade e vazão obtidos pelo HEC-RAS (para os diferentes MDE's testados).

ST	Profundidade (m)				Vazão (m <sup>3</sup> /s)			
	1	2	3	4	1	2	3	4
<b>MDE JA</b>	16,8	20,5	12,9	9,5	2.396	1.882	1.780	702
<b>NASADEM</b>	6,5	6,5	6,8	4,4	2.324	1.834	1.634	692
<b>FABDEM</b>	6,4	4,9	8,3	3,8	2.352	2.057	1.886	914

A Figura 1 apresenta o contorno da mancha de inundação resultante do uso dos três diferentes terrenos no programa HEC-RAS. Em termos de área alagada, os resultados foram semelhantes: 12,8 km<sup>2</sup> (MDE JA), 15 km<sup>2</sup> (NASADEM) e 13 km<sup>2</sup> (FABDEM). Já em termos de aspecto da mancha de inundação, os resultados dos modelos NASADEM e FABDEM foram muito semelhantes (Figura 1), ao passo que o resultado do MDE JA se mostrou mais distinto das demais, especialmente nas porções mais a montante do trecho (Figura 1b).

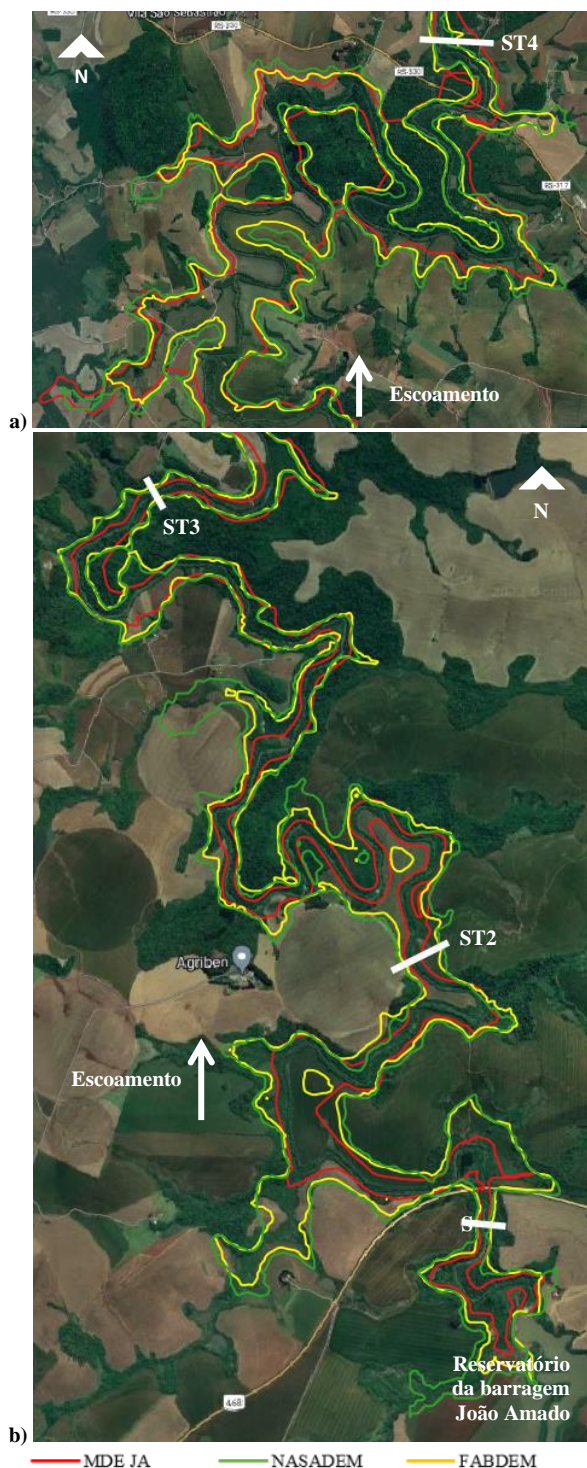
A conformação dos terrenos em cada seção, bem como a representação da linha d'água, consta na Figura 2. É possível identificar uma aproximação entre as bases NASADEM e FABDEM, tanto em elevações quanto em geometria, porém, o mesmo não se pode dizer quando comparadas com o MDE JA.

Os resultados obtidos até o momento sugerem que o uso de bases livres pode contribuir com estimativas aceitáveis, especialmente no contorno da mancha de inundação. Para o caso analisado, em geral, o contorno da mancha obtido com os modelos NASADEM e FABDEM é mais conservador do que o resultante do uso do

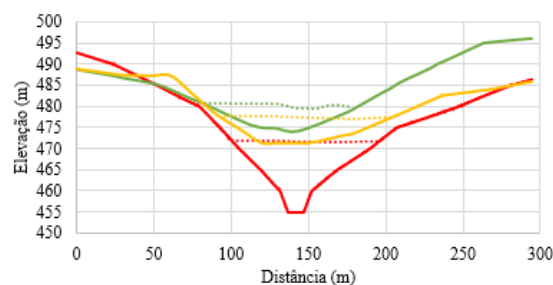


MDE JA. Se, por um lado, manchas de inundação de maior abrangência são mais favoráveis à segurança, por outro, acabam impactando em custos maiores e aumento na quantidade de serviços associados à implantação de Planos de Ação Emergencial (PAE) e planos de contingência.

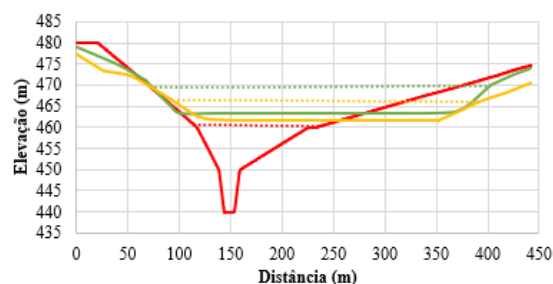
Os resultados apresentados são preliminares. Na sequência, realizar-se-ão análises e comparações adicionais, incluindo avaliação de sensibilidade de outros parâmetros hidráulicos (como o tempo de chegada da onda, por exemplo), bem como uso de outras bases topográficas e aplicação a outros locais.



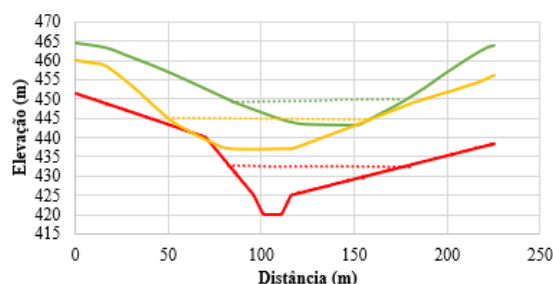
**Figura 1.-** Contorno da mancha de inundação, nas porções mais a jusante (a) e a montante (b) do trecho avaliado e indicação da posição das seções transversais ST1 à ST4. A distância entre as referidas seções e a barragem é de, respectivamente, 1,6 km; 8 km; 19,4 km e 47 km.



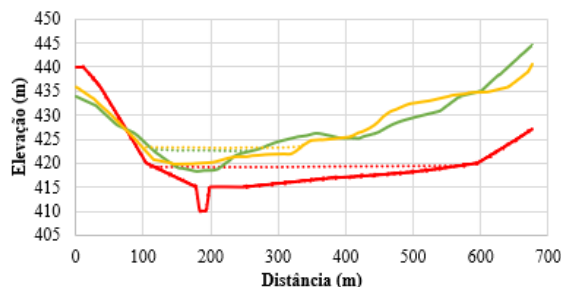
a)



b)



c)



d)

..... NA MDE JA ..... NA NASADEM ..... NA FABDEM  
— MDE JA — NASADEM — FABDEM

**Figura 2.-** Conformação do terreno (em linha contínua) e indicação do nível d'água (NA, em linha pontilhada) nas seções transversais ST1 (a), ST2 (b), ST3 (c) e ST4 (d).

## Agradecimentos

Os autores agradecem o apoio dos financiadores e facilitadores: Companhia Estadual de Geração e Transmissão de Energia Elétrica (CEEE-GT), Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH/UFRGS), CAPES (Brasil) e CNPq (Brasil).

## Referências

- Hawker, L. et al.** (2022). "A 30 m global map of elevation with forests and buildings removed". *Environmental Research Letters*, Vol. 17, No. 2, Fevereiro 2022, 024016.
- NASA** (2020). "NASADEM: Creating a New NASA Digital Elevation Model and Associated Products". NASA's Jet Propulsion Laboratory. Disponível em <https://go.nasa.gov/3wwfHEt>. Acesso em maio/2022.
- Rocha, F. F.** (2015). "Retroanálise da ruptura da barragem São Francisco – Mirai, Minas Gerais, Brasil". Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia da UFMG, Minas Gerais, 2015.
- Tschiedel, A. F. e Paiva, R. C. D.** (2018). "Uncertainty assessment in hydrodynamic modeling of floods generated by dam break". *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Vol. 23, e30, Maio 2018.

## DIMENSIONAMENTO E SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL DE CANAL DE SEÇÃO RETANGULAR COM REVESTIMENTO DE GABIÃO PARA APLICAÇÃO NA IRRIGAÇÃO

Yara Tanigut Scramin Carraro<sup>1</sup>, Eduardo Gustavo Pfluck<sup>2</sup>, Felipe Schimdt da Silva<sup>3</sup>, Denise Matos da Silva<sup>4</sup>, Jorge Luis Rodrigues Pantoja Filho<sup>5</sup>

<sup>1,2,3,4,5</sup>Universidade Estadual do Oeste do Paraná - UNIOESTE, Brasil

yara.tanigut@hotmail.com, eduardock.25@gmail.com, fe.s.silva@hotmail.com, denisematossilvadms@gmail.com, pantojafilho@gmail.com

### RESUMO:

As características do escoamento em canais resultam em uma complexa interação entre o fluido e as paredes e leito do canal, envolvendo parâmetros como atrito, gravidade e turbulência. No âmbito do dimensionamento, o conceito do escoamento uniforme é central para a compreensão e solução da maioria dos problemas no campo de hidráulica de canais. Dentro desse contexto, a análise e o dimensionamento podem ser feitos por meio da clássica equação de Manning. No entanto, o projeto contempla uma determinada vazão de projeto, geralmente máxima e de segurança, utilizada no dimensionamento, além de diversas considerações simplificadoras, como por exemplo a consideração de que o fluxo funcione em regime permanente, uma idealidade quase nunca verificada na prática. Um canal que possua retiradas de água para irrigação é um bom exemplo disso, uma vez que a dinâmica de entradas e saídas de água varia com o tempo, a depender, dentre outros fatores, como, por exemplo, a demanda temporal de água para irrigação. Os softwares de simulação computacional são ferramentas importantes, pois permitem a análise e construção de diversos cenários para as mais diversas situações referentes ao escoamento na estrutura hidráulica, como é o caso do aumento ou diminuição da vazão em uma série temporal e seu impacto nos parâmetros hidráulicos. O objetivo deste trabalho foi dimensionar um canal artificial hipotético de seção retangular, com revestimento de gabião, para fins de uso em atividades de agricultura, utilizando a equação de Manning adaptada pelo método dos parâmetros adimensionais, além de avaliar por meio de simulação computacional os impactos da variação da vazão nos parâmetros hidrodinâmicos.

### ABSTRACT:

In an open channel structure, there are some complex interactions between the fluid and the cladding of the structure, involving, among other things, friction, gravity and turbulence. In terms of design, the concept of uniform flow is central to understanding and solving most problems in the field of open-channel flow. Within this context, the analysis and design are carried out by the hand of the classic Manning equation. However, the design often includes a certain design flow discharge, usually a maximum one, in addition to several simplifying considerations, such as the consideration that the water flows in a steady state condition, an arbitrary simplification that is almost never verified in practice. An open channel whose water withdrawals for irrigation is a good example of this, since the dynamics of both inflows and outflows varies over time, depending, among other factors, such as the temporal water inputs and outputs for irrigation activities. Within this context, computer models are important tools, as they allow the analysis and construction of different scenarios for the most diverse situations regarding the flow in the hydraulic structure, such as, for example, the increasing and decreasing of flow discharge and its impact on hydraulic parameters. The objective of this study was to design a hypothetical and rectangular artificial channel, with gabion coating, for use in agricultural activities, using the Manning equation and the method of dimensionless parameters, in addition to evaluating through software the impacts of variation of the flow in the hydrodynamic parameters.

**PALABRAS CHAVES:** Conduitos livres, dimensionamento, simulação hidráulica.

## INTRODUÇÃO

O entendimento, concepção e dimensionamento de condutos livres abrangem tantos aspectos estritamente técnicos como socioambientais, com aplicação nas mais variadas atividades do desenvolvimento humano. As características do escoamento em canais resultam em uma complexa interação entre o fluido e as paredes e leito do canal, envolvendo parâmetros como atrito, gravidade e turbulência (Lobão et al., 2016). No âmbito do dimensionamento, o conceito do escoamento uniforme é central para a compreensão e solução da maioria dos problemas no campo de hidráulica de canais. Dentro desse contexto, o escoamento em canais pode ser analisado por meio da clássica equação de Manning.

Na prática, o planejamento, projeto e construção de um canal estão condicionados por uma série de restrições de natureza variada. Condições topográficas, geotécnicas, construtivas, de influência do sistema viário, dentre outras, são aspectos de caráter não hidráulico que limitam a liberdade dos projetistas no dimensionamento das seções (Porto, 2006). Um ponto a ser mencionado são as curvas em canais, seções muitas vezes não contempladas em projetos com a profundidade necessária, mas que merecem atenção em virtude da atuação da pseudoforça centrífuga que atua radialmente a partir do centro de rotação determinado pela partícula fluida no sistema girante, provocando uma sobrelevação de nível na parte externa da curva.

Ademais, os softwares de simulação computacional são ferramentas importantes, permitindo a análise para as mais diversas situações referentes aos projetos de canais, possibilitando analisar diversos cenários, como por exemplo, o incremento dos valores de vazão em uma série temporal e seu impacto nos parâmetros hidráulicos.

Dentro desse contexto, o objetivo deste trabalho foi dimensionar um canal de seção retangular, com revestimento de gabião, com fins de aplicação na agricultura, utilizando a equação de Manning e método dos parâmetros adimensionais associados à simulação computacional, para uma determinada vazão de projeto, além de avaliar por meio de software os impactos da variação da vazão nos parâmetros hidrodinâmicos.

## MATERIAIS E MÉTODOS

O traçado está contido em área adjacente à comunidade de Santo Antônio ( $25^{\circ}29'35.2''$  S,  $53^{\circ}33'58.0''$  O), distrito de Capitão Leônidas Marques - PR ( $25^{\circ}29'28''$  S,  $53^{\circ}35'47''$  O).



**Figura 1.-** Traçado estabelecido.:(Google Earth Pro).

O traçado discretizado, constituído por quatro trechos retilíneos e três curvas, foi elaborado visando o desmatamento do menor número possível de árvores entre o trecho mais à montante e mais

à jusante, com a preocupação concomitante de usar como referência a declividade do terreno, procurando a trajetória mais otimizada ao escoamento considerando tais vertentes, mitigando, assim, custos com movimentação de terra.

O método dos parâmetros adimensionais foi empregado no dimensionamento. Tal método, baseado na fórmula de Manning (Equação 1), abrevia os cálculos no dimensionamento de canais. Para se obter os parâmetros adimensionais, divide-se ambos os membros da equação de Manning por uma dimensão linear (largura do canal) elevada a potência 8/3 (Equações 2 e 3):

$$\frac{n \cdot Q}{\sqrt{I}} = A \cdot Rh^{2/3} \quad [1]$$

Para um canal de seção transversal trapezoidal, tem-se:

$$\frac{n \cdot Q}{b^{8/3} \sqrt{I}} = \left[ \frac{y}{b} + m \left( \frac{y}{b} \right)^2 \right] \left[ \frac{\frac{y}{b} + m \left( \frac{y}{b} \right)^2}{1 + 2 \frac{y}{b} \sqrt{1 + m^2}} \right]^{2/3} \quad [2]$$

Para um canal retangular (m=0), a expressão torna-se mais simples:

$$\frac{n \cdot Q}{b^{8/3} \sqrt{I}} = \frac{y}{b} \left[ \frac{\frac{y}{b}}{1 + 2 \frac{y}{b}} \right]^{2/3} \quad [3]$$

$\eta$ : coeficiente de rugosidade, Q: vazão volumétrica, I: declividade do fundo, A: área molhada, Rh: raio hidráulico, b: dimensão linear, y: altura da lâmina de água, m=inclinação do talude (seção transversal retangular, m=0).

Ainda no que concerne ao dimensionamento, a vazão estabelecida de projeto ( $Q_p$ ) foi de 1500 L.s<sup>-1</sup>. A geometria da seção transversal do canal é do tipo retangular (m=0), considerando que o material de revestimento é o gabião, o qual possui como principal característica a alta resistência à tração (Junior et al, 2019). A adoção do coeficiente de rugosidade foi feita de acordo com Arcement (1989), realizando-se um ajuste posterior para torná-lo o mais preciso possível, considerando fatores como a rugosidade da superfície, a ausência de vegetação, as condições de limpeza, a irregularidade, alinhamento, e envelhecimento das paredes, dentre outros. Após a aplicação do modelo proposto por Cowan (1956), obteve-se um valor de aproximadamente 0,035.

Com relação à resistência adicional ao movimento do líquido causada pelas curvas, ressalta-se que não foram adotadas medidas para que essa resistência fosse vencida. Tais medidas seriam o aumento de declividade nas curvas em relação aos trechos retilíneos ou o estabelecimento de uma largura maior nos trechos curvos em relação aos trechos retilíneos. Com relação à sobrelevação da água na parte externa das curvas, a qual é produto da pseudoforça centrífuga, foi estimada por meio da expressão (Equação 4):

$$\Delta h = \frac{b \cdot V^2}{g \cdot Y} \quad [4]$$

$\Delta h$ : sobrelevação do nível de água na curva; b: largura da seção transversal, g: aceleração da gravidade, Y: raio médio da curva.

O número de Froude (Equação 5) e o número de Reynolds (Equação 6) foram calculados

como segue:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot Hm}} \quad [5]$$

$$Re = \frac{V \cdot Rh}{\nu} \quad [6]$$

Fr: número de Froude, V: velocidade média da água, g: aceleração da gravidade, Hm: altura hidráulica média, Rh: raio hidráulico,  $\nu$ : viscosidade cinemática.

Após o estabelecimento da configuração geométrica tendo como base a vazão de projeto, foram analisados três cenários hidráulicos objetivando simular a variação da vazão, a saber: vazão de projeto ( $Q_p$ ), metade da vazão de projeto ( $0,5Q_p$ ) e o acréscimo de 50% vazão de projeto ( $1,5Q_p$ ) visando verificar seus efeitos nos parâmetros hidrodinâmicos de escoamento, com a altura da borda livre de segurança adotada garantido o não extravasamento da água somente para a condição de vazão de projeto. Para tal, foi empregado o software disponibilizado pelo Centro de Engenharia Hidrológica (CEIWR-HEC), denominado Sistema de Análise de Rios (HEC-RAS), o qual permite que o usuário execute cálculos de fluxo estável unidimensional, fluxo instável unidimensional e bidimensional, cálculos de transporte de sedimentos/leito móvel e modelagem de temperatura/qualidade da água.

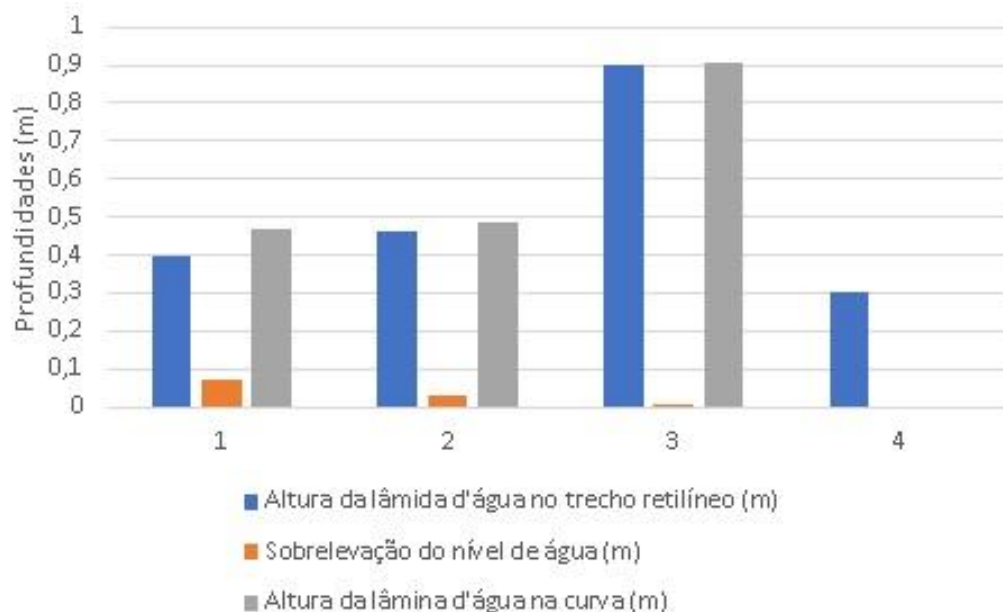
## RESULTADOS E DISCUSSÃO

Na Tabela 1 podem ser verificados os resultados obtidos a partir do traçado efetuado, com relação às cotas nos pontos de montante e jusante, comprimento e declividade dos trechos.

**Tabela 1.-** Cotas de montante e jusante, comprimentos e declividade nos trechos.

Trecho	Cota Montante [m]	Cota Jusante [m]	Comprimento [m]	Declividade [m/m]
1	380	372	305	0,0262
2	372	362	615	0,0163
3	362	361	430	0,0023
4	361	264	1 500	0,0647

As sobrelevações nas curvas em relação aos trechos retilíneos ((Figura 1) variaram entre 0,8% (curva 3) e 17,5% (curva 1). Na curva 1 verificou-se sobrelevação absoluta de cerca de 7 cm, muito em função da velocidade à montante da curva ( $1,88 \text{ m.s}^{-1}$ ) e o do raio médio estabelecido para a curva (10,3 m). De maneira geral, as sobrelevações podem ser consideradas de média e pequena intensidade, decorrentes dos ângulos resultantes entre os trechos retilíneos à montante e à jusante de cada curva e também dos raios médios considerados na área de influência de cada curva. A magnitude das sobrelevações depende de uma relação entre a energia cinética da água na entrada na curva e o raio médio da mesma.



**Figura 1.-** Alturas do nível de água nos trechos retilíneos e nas curvas do canal para  $Q_p$ .

O processo de dimensionamento resultou em trechos que apresentaram valores iguais para a largura de base, a qual foi arbitrada no início do trabalho iterativo, com o intuito de evitar seções de concordância entre os trechos. As variações de altura de lâmina de água foram estimadas entre 0,30 m a 0,90 m, trechos 4 e 3 respectivamente. Como produtos de tais variações supracitadas, os valores para o raio hidráulico de projeto variaram entre 0,23 m e 0,47 m nas seções 4 e 3 respectivamente. É possível verificar os resultados para os elementos geométricos de cada trecho na Tabela 2.

**Tabela 2.-** Elementos Geométricos para  $Q_p$

	Largura da base [m]	Lâmina de água [m]	Perímetro Molhado [m]	Área Molhada [m <sup>2</sup> ]	Raio Hidráulico [m]
1	2,00	0,40	2,80	0,80	0,29
2	2,00	0,46	2,92	0,92	0,32
3	2,00	0,90	3,80	1,80	0,47
4	2,00	0,30	2,60	0,60	0,23

Na Tabela 3 estão apresentados os valores dos parâmetros hidráulicos para  $Q_p$ . O sistema foi projetado para que mitigar ao máximo os custos com movimentação de terra, sendo assim a declividade do canal seguiu a declividade do terreno. Verificou-se que, para esta condição, à exceção do trecho 4 ( $Fr = 1,46$ ), todos os trechos apresentaram valores típicos do regime subcrítico.

Ressalta-se que a faixa de velocidade de projeto recomendadas por Porto (2006) para o escoamento no canal, a qual é função do revestimento adotado, encontra-se entre 3 e 4  $m \cdot s^{-1}$ , as quais não foram atendidas para  $Q_p$ . No entanto, se Porto (2006) e outros autores recomendam uma faixa de velocidades a serem atendidas no dimensionamento, Ven Te Chow (2009) estabelece, de maneira geral, que a maioria dos canais artificiais resistiriam satisfatoriamente aos processos erosivos e, portanto, poderiam ser considerados não-erodíveis; enquanto que os canais naturais seriam geralmente erodíveis. O projetista, então, simplesmente computa as dimensões do canal por uma fórmula do escoamento uniforme e, então, decide as dimensões finais baseado na eficiência hidráulica, ou regra empírica de melhor seção, praticabilidade e economia.

No que tange ao valor mínimo de velocidade para a garantia da autolimpeza, mais importante do que a velocidade mínima encontrada em intervalos preconizados na literatura é o parâmetro de

tensão trativa, o qual pode ser definido como a tensão tangencial exercida sobre a parede do conduto pelo líquido escoado. No contexto de velocidades abaixo da faixa supramencionada, o critério de tensão trativa mínima permite assegurar condições de autolimpeza. E, portanto, em qualquer trecho do canal a tensão trativa calculada deverá ser maior ou igual à tensão trativa mínima crítica. O valor de 1,0 Pa é aplicado em projetos de coletores de esgoto (NBR 9.649) e poderia servir como base para o estabelecimento de um valor mínimo nesse contexto, podendo ser utilizado como primeira abordagem para o canal em questão. Como resultado do dimensionamento, os valores de tensão trativa excederam com boa margem o valor mínimo de 1,0 Pa. Importante ainda é abordar a tensão trativa permissível, a qual pode ser definida como o valor máximo que não deveria ser excedido para não causar séria erosão no material de revestimento do canal. De acordo com o U.S. Bureau of Reclamation (1952), este parâmetro pode ser estimado tomando-se por base um valor médio para o diâmetro das partículas que se movimentam com o fluido. Os valores para a tensão trativa excederam este limite teórico em todos os trechos, no entanto, faz-se a ressalva de que a experiência tem mostrado que canais poderia suportar valores ainda mais altos do que a tensão trativa permissível, muito provavelmente devido ao fato de que a água e o solo em canais reais contém quantidades de coloides e matéria orgânica que formam biofilme nas superfícies e também porque um leve movimento de partículas em suspensão pode ser tolerado em projetos práticos sem comprometer a estabilidade do canal.

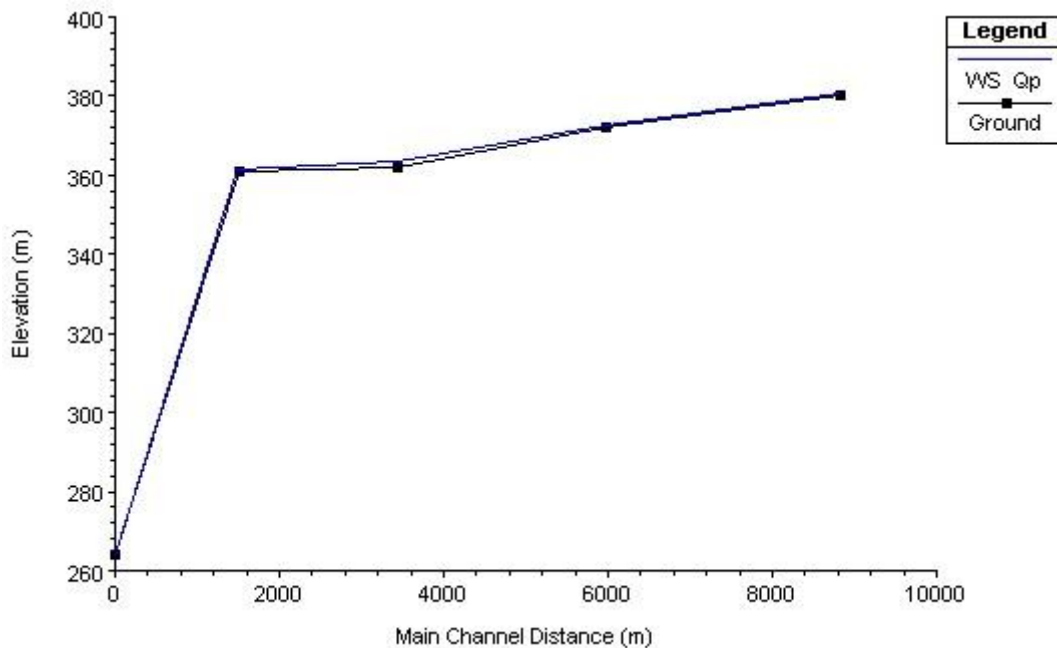
**Tabela 3.-** Parâmetros Hidrodinâmicos para  $Q_p$

Trechos	Velocidade [m/s]	Velocidade Crítica [m/s]	Número de Froude	Número de Reynolds	Tensão trativa mínima [Pa]	Tensão trativa [Pa]	Tensão trativa permissível [Pa]
1	1,88	1,95	0,95	$5,4 \cdot 10^5$	1,0	74,9	4,8
2	1,63	1,97	0,77	$5,1 \cdot 10^5$	1,0	51,2	4,8
3	0,83	2,47	0,28	$3,9 \cdot 10^5$	1,0	11,0	4,8
4	2,50	2,01	1,46	$5,8 \cdot 10^5$	1,0	149,2	4,8

A discussão sobre o cálculo da perda de carga nas curvas é outro aspecto que deve ser considerado. Enquanto que a determinação da perda de carga nos trechos retilíneos pode ser mais facilmente computada, pelo menos durante o dimensionamento, bastando para isso calcular a energia total do fluido nas seções de montante e jusante, tomando-se por base simplificações para a energia de pressão, potencial e cinética, o mesmo não pode ser afirmado sobre a determinação da perda de carga nas curvas dos canais abertos, a qual constitui um problema complexo que exige o emprego de dados experimentais (Azevedo Netto, 2015). A literatura disponibiliza gráficos que trabalham com o coeficiente  $\epsilon$ , o qual é função do número de Reynolds, do raio de curvatura, da profundidade e da largura do canal e do ângulo da curva. Resultados experimentais realizados sobre essa questão foram avaliados para valores de número de Reynolds compreendidos entre  $8 \cdot 10^4$  e  $23 \cdot 10^4$  (Shukry, 1959; Thandveswara e Seetharamah, 1971). Para o canal dimensionado, os resultados para o número de Reynolds oscilaram entre  $4 \cdot 10^5$  e  $6 \cdot 10^5$  aproximadamente, o que impossibilita a estimativa da perda de carga nas três curvas do canal no processo de dimensionamento.

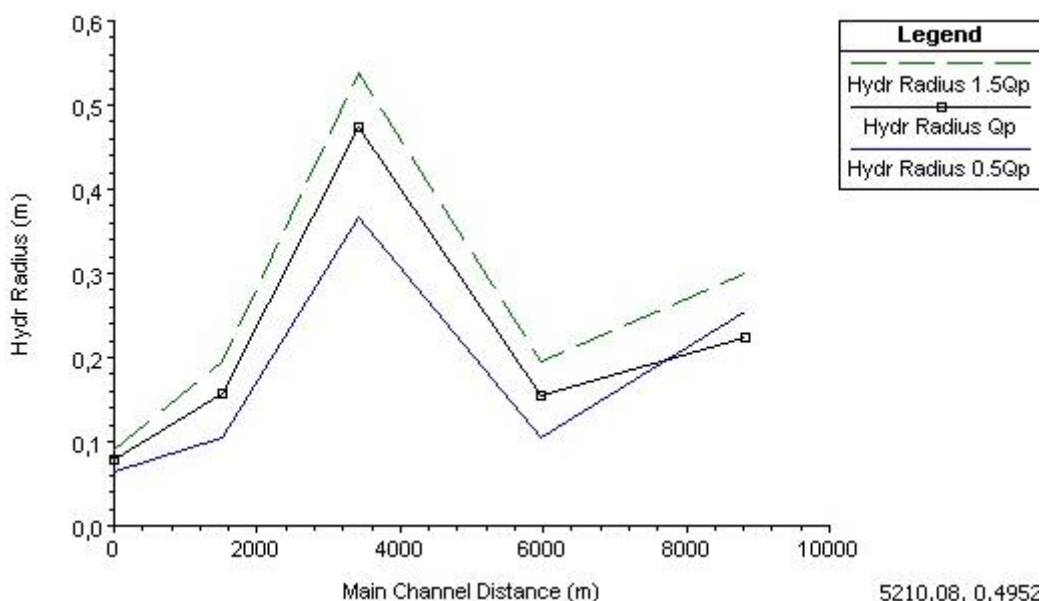
## SIMULAÇÕES HIDRÁULICAS

Na Figura 2 está apresentado o perfil longitudinal do canal. Procurou-se seguir a declividade do terreno para mitigar custo com movimentação de terra. O canal foi projetado com desnível de 116 metros entre as seções de montante (trecho 1) e jusante (trecho final), respectivamente.



**Figura 2.-** O perfil longitudinal do canal.

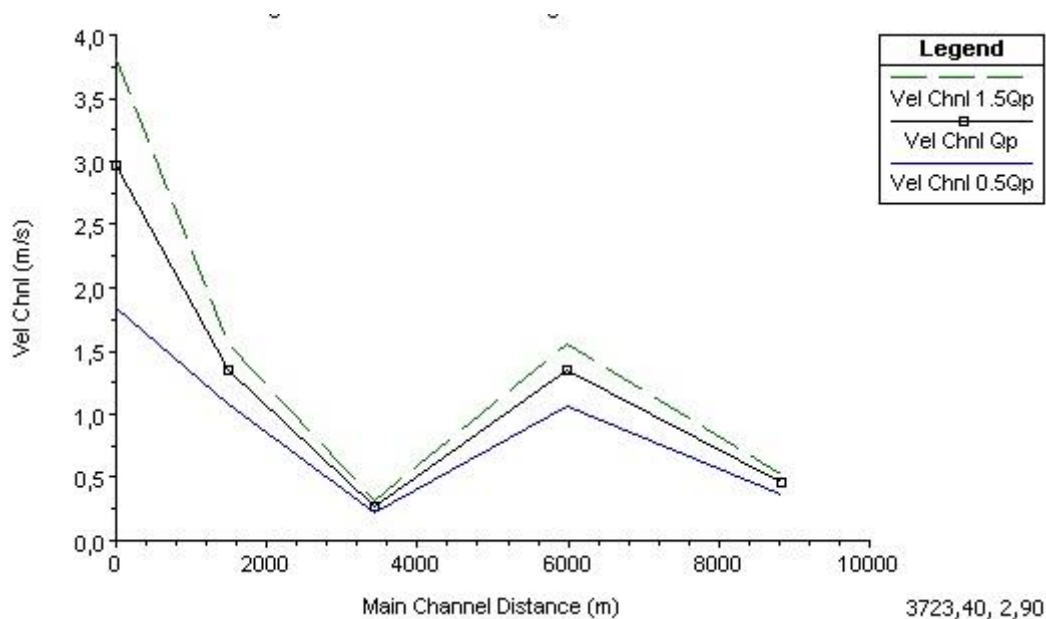
Na Figura 3, com resultados extraídos a partir da simulação realizada, podem ser observadas as variações para o raio hidráulico, as quais são resultantes de alterações no perímetro e na área molhada decorrentes das mudanças nas vazões. Da análise para as velocidades médias (Figura 4) nos trechos retilíneos para as condições analisadas pode-se destacar as velocidades estimadas para o trecho de jusante, as quais, para a condição  $1,5Q_p$  atingiram valores da ordem de  $3,5 \text{ m.s}^{-1}$ , enquanto que no dimensionamento, efetuado para  $Q_p$ , este valor foi estimado em cerca de  $2,5 \text{ m.s}^{-1}$ . Tais valores encontram-se muito próximos ou efetivamente fora do limite superior recomendado na literatura para canais revestidos por gabião. Sendo assim, caso seja solicitado um incremento em 50% nos valores de  $Q_p$  por alguma demanda hipotética de irrigação, a energia cinética mínima visando a autolimpeza seria seguramente atendida, mas com potencial para intensificar possíveis processos erosivos.



**Figura 3.-** Raio hidráulico nos trechos para  $Q_p$ ,  $Q_p/2$ ,  $1,5Q_p$

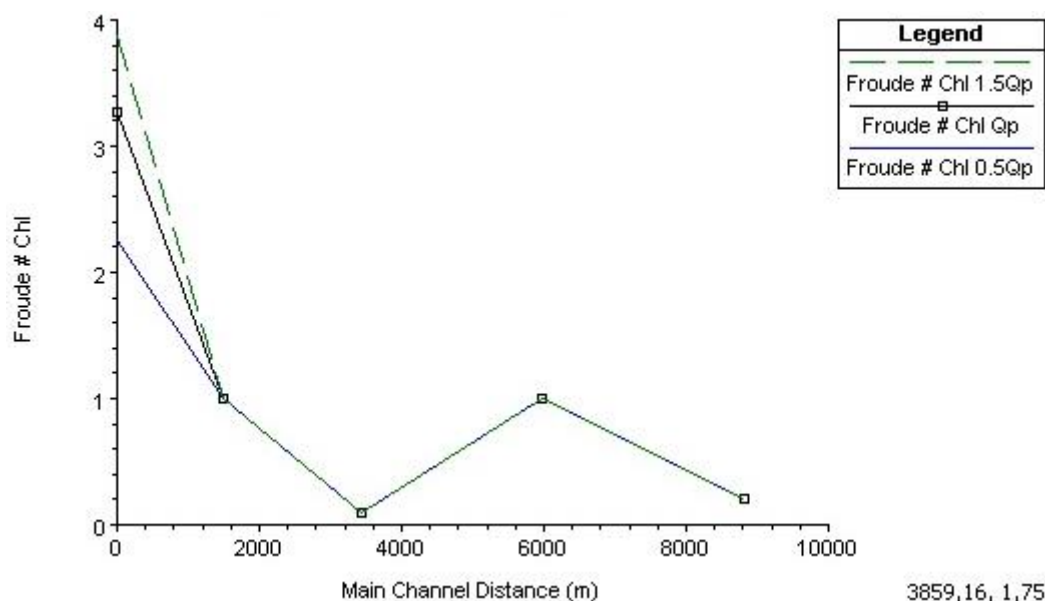
5210,08, 0,4952





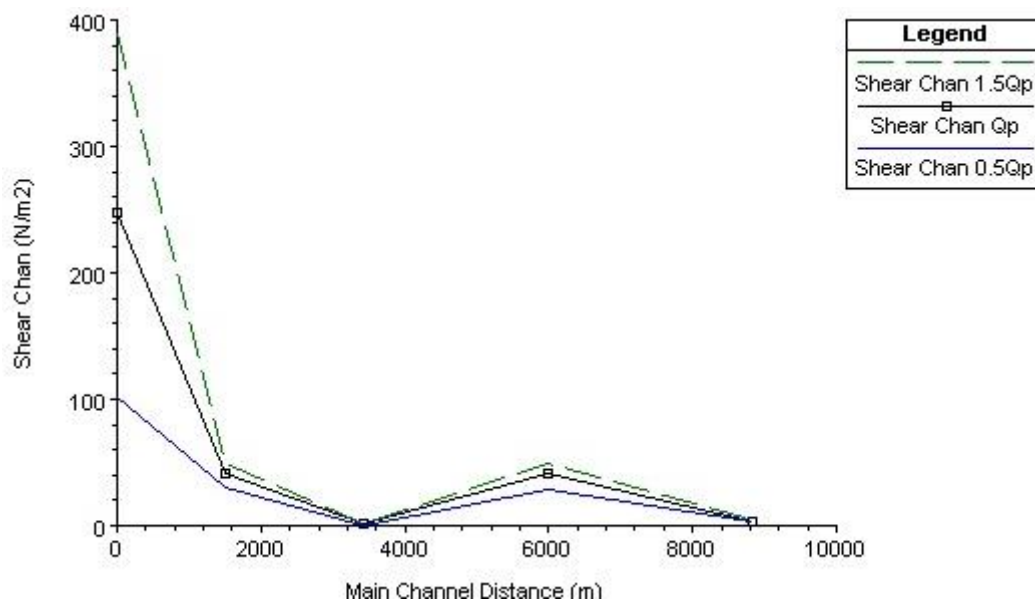
**Figura 4.-** Velocidades médias nos trechos para  $Q_p$ ,  $Q_p/2$ ,  $1,5Q_p$

Com relação ao número de Froude (Figura 5), tanto no aspecto do dimensionamento, efetuado com  $Q_p$ , quanto nos outros cenários avaliados,  $0,5Q_p$  e  $1,5Q_p$ , o regime de todos os trechos do canal são subcríticos ( $Fr < 1$ ), exceto pelo trecho 4, situado mais a jusante, o qual é supercrítico. Neste trecho em específico, os valores variaram entre 2,2 e 3,8, para as vazões  $0,5Q_p$ ,  $Q_p$  e  $1,5Q_p$ .



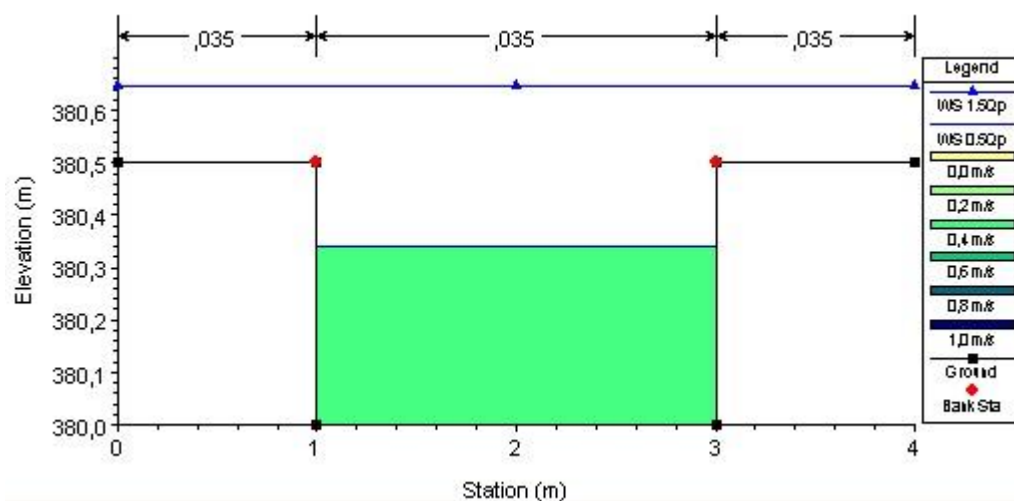
**Figura 5.-** O número de Froude nos trechos para  $Q_p$ ,  $Q_p/2$ ,  $1,5Q_p$

Ao longo do canal a tensão trativa (Figura 6), excedeu com boa margem o valor de tensão trativa mínima crítica, logo o fluido satisfaz a condição de autolimpeza para todas as condições avaliadas. Ressalta-se que no tocante à tensão trativa permissível, para todos os cenários avaliados, este parâmetro também foi excedido, atingindo até 480 Pa na condição de acréscimo de vazão em 50%, logo cabe uma análise sobre potencial risco erosivo, sempre ressaltando que a experiência tem mostrado que canais poderiam suportar valores ainda mais altos do que a tensão trativa permissível.



**Figura 6.-** Tensão trativa nos trechos para  $Q_p$ ,  $Q_p/2$ ,  $1,5Q_p$

O incremento de 50% na vazão de projeto provocaria um transbordamento do canal no trecho 1, conforme pode ser verificado na Figura 7 abaixo. Ressalta-se que todos os trechos do canal foram dimensionados com borda livre de 30%, acima do nível superficial de água de projeto ( $Q_p$ ), sem quaisquer análises mais aprofundadas sobre a capacidade das seções transversais em suportar, por exemplo, chuvas fortes e concentradas, períodos de retorno e afins. Ressalta-se que o canal aberto está diretamente sujeito ao regime pluviométrico da região onde é construído, sendo assim a caracterização das chuvas intensas é imprescindível para que seus efeitos sejam quantificados de maneira adequada, além de permitir a previsão da ocorrência de eventos hidrológicos extremos.



**Figura 7.-** Níveis da lâmina de água para  $0,5Q_p$  e  $1,5Q_p$ .

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Universidade Estadual do Oeste do Paraná (UNIOESTE).

## REFERÊNCIAS

- Azevedo Netto, M. F. Fernandez, R. Araujo, A. E.** (2015) Ito. *Manual de Hidráulica*. São Paulo, Edgar Blucher, 8ª ed. 669p.
- Cowan, W.L.** (1956). “Estimating hydraulic roughness coefficients”, *Agricultural Engineering*, Vol 37, No 7, pp 473-475.
- Lobão, P.H., Santos, I.F.S, Botan, A.C.** (2016). “Análise dos parâmetros hidráulicos e determinação das declividades de fundo do rio Jamari por meio da equação de Manning”, *Revista Brasileira de Energias Renováveis*, Vol 05, No 03, pp 293-306.
- NBR9648** – Estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário
- NBR9649** – Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário
- Chow, V.T.** (1959). *Open-Channel Hydraulics*. McGraw-Hill, New York, 1959.
- Porto, R. M.** (2006). *Hidráulica básica*. 2ª Ed. EESC USP, São Carlos, SP.
- O. J. Olsen and Q. L. Florey** (compilers) (1952): *Sedimentation studies in open channels: Boundary shear and velocity distribution by membrane analogy, analytical and finite-difference methods*, reviewed by D. McHenry and Lt. E. Glovel' U.S. Bureau of Recirculation, Laboratory. Report, No. Sp-34, Aug. 5, 1952.
- Shukry, Ahmed.** (1959). Flow around bends in an open flume, *TI. A.S.C.E.*, vol. 15, pp. 751-779, 1959. “Some characteristics of flow around a 90° open channel bend by b. S. Thandveswara e and k. Seetharamiah.” *La houille blanche* / n° 1-1971 .
- D. L. P. Junior; G. M. Silva; J. C. S. Rodrigues; R. B. Órfão; M. S. Amarante** (2019). “Princípios da Utilização do Gabião na Contenção de Solo de uma via de Acesso num Complexo Residencial.”, *Revista Diálogos Interdisciplinares* – Vol. 8, Nº 2 – ISSN 2317-3793.
- Arcement, George J.** (1989) “Guide for selecting Manning's roughness coefficients for natural channels and flood plains. (Water-supply paper / United States Geological Survey ; 2339)”. *Prepared in cooperation with U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration*. 1989.

## PERDA DE CARGA LOCALIZADA E VARIAÇÃO DA CARGA CINÉTICA EM TUBOEMISSORES DE IRRIGAÇÃO LOCALIZADA

Gustavo Borges Lima, José Henrique Nunes Flores, Lessandro Coll Faria, Roberta Bezerra da Silva, Bernardo Gomes Nörenberg, Andreza Alegre Bittencurt, Alberto Colombo y Kamilla da Silva Martins Pitana

Universidade Federal de Pelotas, Brasil, gu\_poa@hotmail.com  
 Faculdade de Ciências e Tecnologias de Campos Gerais, Brasil, josenunesflores@hotmail.com  
 Universidade Federal de Pelotas, Brasil, lessandro.faria@gmail.com  
 Universidade Federal de Pelotas, Brasil, roberta.ufpel@outlook.com  
 Universidade Federal de Pelotas, Brasil, bernardo.norenberg@hotmail.com  
 Universidade Federal de Pelotas, Brasil, andreza.bittencurtsvp@gmail.com  
 Universidade Federal de Lavras, Brasil, acolombo@ufla.br  
 Universidade Federal de Pelotas, Brasil, kamillamartinspitana@gmail.com

### Introdução

De acordo com Wang et al. (2020), a irrigação por gotejamento é um sistema de aplicação de uma quantidade uniforme e precisa de água às plantas em intervalos frequentes, em tentar atender ao requisito de uso consuntivo de plantas agrícolas e minimizar qualquer estresse hídrico. Linha principal, linhas laterais e emissores constituem a subunidade do sistema básico. O fluxo de água em tubulações está sujeito ao movimento e dissipação da energia, onde o líquido ao escoar transforma parte de sua energia em calor. Essa energia não é mais recuperada na forma de energia cinética ou potencial, por isso denomina-se perda de carga (AZEVEDO NETTO; FERNANDEZ, 2015; BAPTISTA; LARA, 2016). O correto dimensionamento e manejo dos sistemas de irrigação são imprescindíveis para atingir níveis adequados de eficiência de uso da água (HEERMANN et al., 1992), que são primordiais para o enfrentamento do aumento da demanda dos recursos hídricos. Nesse sentido, o correto dimensionamento de sistemas de irrigação localizada requer o conhecimento das características hidráulicas dos tubos gotejadores (WU, 1992). Cardoso (2008), ressalta que para obter sucesso no dimensionamento hidráulico, um dos pontos cruciais é que a contabilidade das perdas totais seja precisa, objetivando caracterizar o conjunto motobomba ideal para o sistema de irrigação. Para alguns projetistas, a perda de carga localizada e a variação da carga cinética ao longo da linha lateral podem ser desconsideradas, por sua pequena influência na distribuição da pressão. Desta forma, este trabalho visa estimar o erro relativo pela desconsideração da variação da carga cinética e da perda de carga localizada causada por emissores, em uma seção longitudinal de uma linha lateral operando sob diferentes velocidades de escoamento.

### Metodologia

O experimento foi realizado utilizando a bancada experimental de ensaios de tubos, tubos emissores e emissores de irrigação localizada, constituída por um reservatório acoplado a uma unidade de bombeamento, filtro de disco, tubulações e válvulas para controle de vazão e pressão, e equipamentos para realização de medições (FLORES et al., 2017). A bancada experimental está localizada no Laboratório de Irrigação e Hidráulica (Centro de Desenvolvimento Tecnológico - Universidade Federal de Pelotas). O tubo emissor ensaiado foi Rain Bird XF-SDI, autocompensante, faixa de operação de carga de pressão de 6,02 e 42,22 m. Para realização dos ensaios, foram seguidos os procedimentos estabelecidos pela Associação Brasileira de Normas Técnicas, através da norma NBR ISO 9261/2006 (ABNT, 2006). Foram coletadas as variáveis: Carga de pressão de entrada, através de um manômetro Lámon (0 a 200 m,  $\pm 0,2$  m); Diferença de carga de pressão ao longo do tuboemissor, através de cinco tomadas de pressão (localizadas nas distâncias 0, 2,4, 5,1, 7,5, e

10,2 m) acopladas a um manômetro diferencial em “U”, graduado em milímetros, com mercúrio ( $\rho = 13600 \text{ kg m}^{-3}$ ); Vazão na entrada do tubo ensaiado, obtida através da vazão na tubulação antes do tubogotejador, com o uso de um medidor de vazão Khrono-Conaut KC1000F/6 (0 a  $3,5 \text{ m}^3 \text{ h}^{-1}$ , 0,005 valor medido); Temperatura da água, através de um termômetro ( $0^\circ\text{C}$  a  $50^\circ\text{C}$ ,  $\pm 1^\circ\text{C}$ ) instalado no interior do reservatório de água; Massa aplicada pelos emissores, mensurada com balança SHIMADZU UX600H (6200 g,  $\pm 0,01$  g); e, tempo de ensaio, através de cronometro. O tuboemissor ensaiado era constituído de 34 emissores, espaçados em 0,30 m, totalizando 10,2 m de comprimento total. Foram ensaiadas três condições de velocidade, na primeira situação, o registro ao final do tuboemissor estava fechado, caracterizando uma situação de velocidades de escoamento muito baixas, semelhante ao final de uma linha lateral. Nas outras duas situações, o registro ao final da tubulação estava aberto, porém a velocidade da água no início da tubulação era de próximo a 1 e 2  $\text{m s}^{-1}$ , simulando uma situação de intermediária e de início de uma linha lateral. Após a realização dos ensaios, utilizou-se a diferença de carga de pressão entre as tomadas para estimar a distribuição de pressão ao longo da lateral, através da taxa de perda de carga. Desta forma, foi calculada a carga de pressão em cada emissor. De posse da vazão de cada emissor, estimou-se a vazão de cada trecho, possibilitando assim estimar a perda de carga e a perda de carga localizada para cada trecho. Deste modo, foi estimada a distribuição da carga de pressão através do método trecho a trecho, considerando e desconsiderando a variação da carga cinética ( $\Delta V^2/2g$ ) e a perda de carga localizada (hl). Depois foi estimado o erro relativo do método trecho a trecho em relação aos dados observados.

### Resultados e Discussão

Na Figura 1 está apresentado o comportamento da carga de pressão, mensurada nas tomadas de pressão, e estimada através da taxa de perda de carga para cada emissor, ao longo do tuboemissor ensaiado.

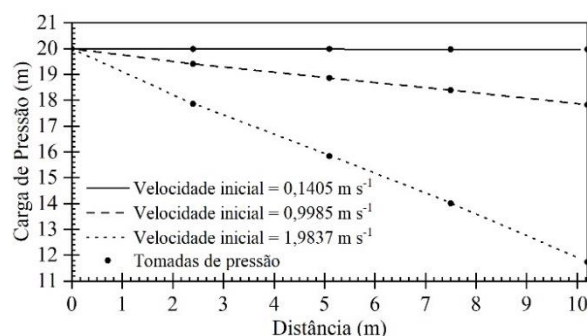
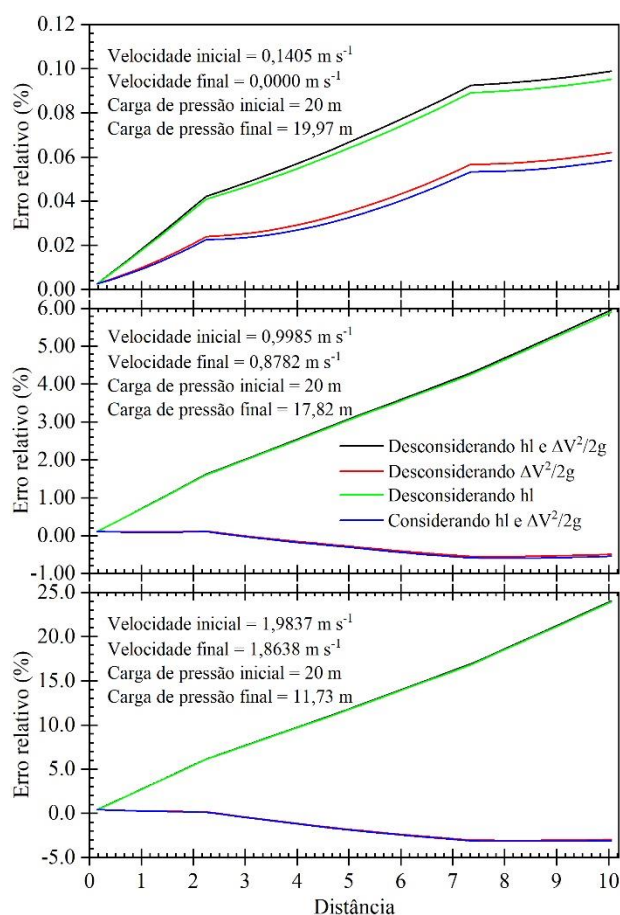


Figura 1.- Carga de pressão em função da distância para as três condições de velocidades.

O comportamento visualizado é o esperado para os ensaios, onde com o aumento da velocidade inicial, há um aumento da taxa de perda de carga, resultando em uma pressão final menor. Observa-se que para a condição de velocidade inicial mais baixa ( $V_{ini} = 0,1405 \text{ m s}^{-1}$ ) a perda de carga foi muito pequena. Resultando na pressão final muito semelhante a pressão inicial. Na condição de velocidade intermediária a queda da pressão dá-se pelo aumento da perda de carga.

Na Figura 2 está apresentado o erro relativo, considerando e desconsiderando  $\Delta V^2/2g$  e hl, para as diferentes condições de velocidade.



**Figura 2.-** Erros relativos da consideração e desconsideração da variação da carga cinética ( $\Delta V^2/2g$ ) e perda de carga localizada (hl) ao longo do tuboemissor.

Observando os valores de erro relativo, observa-se que os maiores erros relativos, em módulo, podem ser observados na condição de maior velocidade de escoamento. Quando observadas separadamente as condições de velocidade, pode ser observado que a desconsideração da hl tem maior impacto quando comparada a desconsideração da  $\Delta V^2/2g$ . Neste sentido, podem ser observados erros de até 20%, indicando que a desconsideração da hl pode ocasionar erros no dimensionamento da linha lateral de gotejamento. Alguns projetistas sugerem acrescentar 5% da pressão necessária no início do sistema ou 10% das perdas de carga linear (GOMES, 1999). Entretanto, Clark et al., (2007), afirmam que o dimensionamento hidráulico de um sistema de irrigação localizada, considerando perdas localizadas garante a menor variação de vazão entre os emissores, sendo assim, garantindo uma aplicação uniforme da água. A desconsideração da perda de carga localizada pode levar a superestimativa do comprimento da linha lateral, de até 25,7%, trazendo prejuízos econômicos para o sistema (GOMES et al., 2010).

## Considerações finais

A perda de carga localizada influencia mais que a variação da carga cinética na queda de pressão de uma linha lateral. A não consideração da perda de carga localizada no dimensionamento pode trazer prejuízos para o sistema.

## Agradecimentos

Os autores agradecem a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pela concessão da bolsa de mestrado ao primeiro autor.

## Referências Bibliográficas

- AZEVEDO NETTO, J; FERNANDEZ, M (2015). *Manual de hidráulica*. 9. ed. São Paulo: Edgar Blücher, 632 p.
- BAPTISTA, M.; LARA, M (2016). *Fundamentos de Engenharia Hidráulica*. 4. ed. Belo Horizonte: Editora UFMG, 477 p.
- CARDOSO, G. G. et al (2008) Fator de atrito em tubos de polietileno de pequenos diâmetros. *Acta Scientiarum - Agronomy*, v. 30, n. 3, p. 299–305.
- CLARK, G. A. et al (2007). General system design principles. In: LAMM, F. R.; AYARS, J. E.; NAKAYAMA, F. S. *Microirrigation for crop production*. Amsterdam: Elsevier.
- FLORES, J.H.N (2017). *Modelagem matemática da perda de carga em emissores integrados a tubulação de irrigação localizada*. 93 f. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos) – Centro de Desenvolvimento Tecnológico, Universidade Federal de Pelotas, Pelotas.
- GOMES, H.P (1999). *Engenharia de irrigação: hidráulica dos sistemas pressurizados, aspersão e gotejamento*. 3.ed. Campina Grande: UFPB, 412 p.
- GOMES, A.W.A. et al (2010). *Perda de carga localizada em gotejadores integrados em tubos de polietileno*. Engenharia Agrícola, v. 30, n. 3, p. 435-446.
- HEERMANN, D. F.; DUKE, H. R.; SERAFIM, A. M.; DAWSON, L. J. Distribution functions to represent center-pivot water distribution. *Transactions of American Society of Agricultural Engineers*. v.32, n.5, p.1465-1472, 1992.
- WANG, Yahui. et al (2020). How can drip irrigation save water and reduce evapotranspiration compared to border irrigation in arid regions in northwest China. *Agricultural Water Management*, v. 239, p. 106256.
- WU, I-Pai (1992). Energy gradient line approach for direct hydraulic calculation in drip irrigation design. *Irrigation Science*. 13(1), 21-29.

# USO DE INFORMAÇÕES GEOGRÁFICAS VOLUNTÁRIAS PARA VALIDAR A MODELAGEM DE INUNDAÇÕES NO CÓRREGO PITEIRAS (BRASIL)

VIEIRA, Rafael B. de S.<sup>1</sup>; ROSA, Deyvid W. B.<sup>2</sup>; ELEUTÉRIO, Julian C.<sup>3</sup>; DA SILVA, André F. R.<sup>2</sup>; NASCIMENTO, Nilo O.<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Eng. Civil pela Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), rafael.bvieira10@gmail.com; <sup>2</sup>Doutorando do programa de pós-graduação SMARH/UFMG, dwbarreto@gmail.com, andre.felipe194@gmail.com; <sup>3</sup>Professores no Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da UFMG, Brasil, julian.eleuterio@gmail.com, niloon2012@gmail.com

## Introdução

Em observações realizadas no século XXI, Diffenbaugh (2020) indica a possibilidade de subestimação dos tempos de retorno de eventos climáticos extremos a partir de levantamentos estatísticos de dados hidrológicos históricos, em abordagem utilizada para análises de frequência de precipitações e predições de eventos futuros. As predições são baseadas na hipótese da estacionariedade dos dados de chuva, considerando que comportamentos passados se repetirão no futuro, mantendo-se inalterados os parâmetros estatísticos da série temporal. No entanto, como sugere Diffenbaugh, o advento do aquecimento global, fomentado pelo crescimento da urbanização e outras interferências antrópicas, tem impactado probabilidades de ocorrência estimadas por observações históricas para eventos extremos, o que, ao se considerar a estacionariedade, pode levar ao subdimensionamento de estruturas hidráulicas.

No Brasil, uma consequência disso, juntamente com a maior impermeabilização de bacias hidrográficas, é a obsolescência e inadequação da infraestrutura de sistemas de drenagem urbana a eventos extremos da atualidade, o que pode ser corroborado por notícias frequentes de enchentes em centros urbanos brasileiros (Rosa et al., 2021). Neste contexto, o estudo de eventos de chuvas extremas contribui para o desenvolvimento de políticas e ações visando a mitigação de riscos à comunidade durante a ocorrência de novas inundações.

Rollason et al. (2018) mencionam que avanços em capacidade de computação e técnicas de modelagem ainda não foram equiparados com melhorias em procedimentos de validação, já que os dados disponíveis usualmente, como os obtidos a partir do monitoramento hidrológico em solo e por sensoriamento remoto, são limitados temporalmente (representam um curto espaço de tempo do evento) ou espacialmente (limitados a locais específicos).

Para suprir essas limitações, diversos autores se utilizaram de informações geográficas voluntárias (VGI - *volunteered geographic information*) para ratificar ou complementar os dados tradicionalmente obtidos por instrumentação e sensoriamento remoto, como Kutija et al. (2014), Re et al. (2019), Macchione et al. (2019) e Rosa et al. (2021). Nesse contexto, o presente trabalho busca avaliar a aplicabilidade de VGI para uma validação qualiquantitativa de simulações computacionais de eventos de chuva ocorridos na bacia do córrego Piteiras, em Belo Horizonte/MG, uma pequena bacia urbana sujeita a frequentes eventos de inundação com características de *flash floods*.

## Metodologia

O método empregado foi dividido em 5 etapas principais. Na Etapa 1, foi definida a bacia do córrego Piteiras para o estudo de caso, um afluente da margem direita do Ribeirão Arrudas, no Estado de Minas Gerais (Brasil). O córrego Piteiras está situado sob as avenidas Silva Lobo e Barão Homem de Melo, na Região Oeste da cidade de Belo Horizonte/MG (Figura 93). Essa área foi selecionada para desenvolvimento da metodologia devido à densidade urbana da área e a seu histórico de inundações que

implicam na forte probabilidade de VGI disponíveis para eventos ocorridos na região. Uma modelagem hidrológica e hidrodinâmica 1D/2D desenvolvida com base nos softwares SWMM 5.1 e HEC-RAS 6.2 serviu de base para construção dos mapeamentos de inundação para a área (Figura 93).



Figura 93 – Área de estudos (bacia Piteiras / MG / Brasil)

Na Etapa 2, foi feito o levantamento de fotos e vídeos para a região por meio de pesquisas em redes sociais, com posterior georreferenciamento dos dados obtidos com auxílio da função *Street View* do *Google Earth*. Foram obtidos 36 registros, em 17 locais (identificados na Figura 94), sendo predominantemente referentes às datas 28 e 29/01/2020, 16/03/2018 e 02/03/2018. Dessa forma, os eventos de inundação escolhidos para simulações posteriores foram os ocorridos nessas datas, de acordo com a disponibilidade de VGI e com base no registro de alertas de inundação emitidos pela Subsecretaria de Defesa Civil do município de Belo Horizonte.

Após a obtenção de fotos e vídeos, na Etapa 3, estimaram-se profundidades e velocidades de escoamento superficial utilizando-se o banco de dados levantado, a partir da identificação de referenciais de distâncias conhecidos nos registros. Foram estimadas, por exemplo, as profundidades emersas de objetos e as distâncias de deslocamento de detritos na superfície da água.

Na Etapa 4, realizaram-se simulações hidrológicas e hidrodinâmicas com os modelos desenvolvidos na Etapa 1, parametrizados a partir da base de dados georreferenciados fornecidos pela Prefeitura de Belo Horizonte e que subsidiaram o desenvolvimento do “Plano de Contingência contra Inundações na bacia do Ribeirão Arrudas” (Nascimento et al. 2021).

Por fim, na Etapa 5, os resultados das simulações em termos de velocidades de escoamento, profundidades e limites das áreas de inundação, decorrentes dos eventos analisados, foram comparados com as VGI de forma a identificar potencialidades em termos de uso desse tipo de informação e orientar estudos e planejamentos futuros para facilitar o processo de calibração/validação de modelos hidrodinâmicos.



Figura 94 – Modelo desenvolvido e localizações de VGI levantadas

## Resultados

De maneira geral, os valores de profundidade e velocidade das simulações dos eventos extremos foram superiores (>) aos valores estimados a partir de registros em fotos e vídeos, em detrimento às vezes em que foram obtidos valores similares (=) ou inferiores (<) às estimativas, conforme Tabela 3.

Tabela 3 – Comparativo entre estimativas e resultados das simulações

Dia	Profundidades			Velocidades				
	Qtd.	<	=	>	Qtd.	<	=	>
28/01	2	0	0	2	1	0	0	1
16/03	3	0	1	2	2	1	0	1
02/03	1	0	1	0	0	0	0	0
<b>Total</b>	<b>6</b>	<b>0</b>	<b>2</b>	<b>4</b>	<b>3</b>	<b>1</b>	<b>0</b>	<b>2</b>
(%)	<b>100</b>	<b>0</b>	<b>33,3</b>	<b>66,7</b>	<b>100</b>	<b>33,3</b>	<b>0</b>	<b>66,7</b>

Essa discrepância pode ser decorrente da incerteza referente ao momento de registro das fotos e vídeos, que pode não representar os valores de pico de cheia, o que é simulado nos modelos ao longo da cronologia dos eventos (simulação hidrodinâmica). A obtenção de registros com seu instante exato de produção permitiria uma validação temporal mais realística, já que seria possível comparar profundidades e velocidades obtidas pelo HEC-RAS no mesmo horário do dado coletado. Para tal, seria fundamental promover um registro sistemático desse tipo de informação. Além dessa incerteza, agregam-se as incertezas referentes às técnicas visuais para estimativa de profundidades e velocidades via VGI, que podem ser aprimoradas via tratamentos gráficos mais robustos em função da qualidade dos registros, e quanto ao modelo digital de terreno empregado nas simulações.

Já em relação à extensão da mancha de inundação, foi possível constatar que as VGI permitiram identificar áreas alagadas e/ou inundadas que não foram representadas via modelagem para os eventos de referência. A referida observação é ilustrada pela Figura 94, em que os locais 5, 9, 10, 12, 13, 14, 15, 16, nos quais foram verificados registros de inundações em fotos e vídeos, não foram englobados pela mancha de inundação (o local 17 não está dentro da abrangência do modelo). Essas diferenças podem indicar que o modelo não foi capaz de representar fenômenos de alagamento que podem inclusive estar associados à insuficiência da rede de microdrenagem local. Também foi possível identificar pontos que podem ser mais bem detalhados no modelo, como por exemplo uma subdivisão mais fina de sub-bacias adotadas no modelo do SWMM, modelo que inicialmente fora desenvolvido para análises em escalas maiores e que, graças às VGI, evidenciou-se potenciais impactos relacionados a essa escolha inicial.

## Considerações finais

Os resultados dessa pesquisa permitiram identificar fragilidades e ganhos potenciais associados ao uso de informações geográficas voluntárias (VGI) para fins de calibração e validação de modelos hidrodinâmicos. Ao mesmo tempo em que os dados permitem um aprofundamento no conhecimento do fenômeno, como por exemplo por meio da identificação de limitações em relação à discretização espacial adotada para modelagem hidrológica no presente trabalho, as incertezas que existem nesse tipo de informação foram demonstradas e permitiram concluir que seu uso para a finalidade proposta demanda aprimoramentos metodológicos e técnicos, tanto no que concerne a obtenção dessa informação quanto no tratamento dos dados. Evidencia-se que o uso de informações similares às obtidas nesse trabalho, caso sejam produzidas especificamente para a finalidade calibração e validação de modelos, podem agregar consideravelmente ao desenvolvimento de ferramentas mais robustas.

O presente trabalho contribui assim para a construção de conhecimento quanto à validação de modelos computacionais, apresentando informações que podem guiar trabalhos futuros sobre a aplicabilidade de VGI. As conclusões sobre as deficiências observadas nas VGI e aprimoramentos necessários no modelo hidrodinâmico demonstram um ganho referente à utilização de VGI para a validação dos modelos, já que são evidenciadas possíveis melhorias que visam uma predição mais precisa de eventos de inundação futuros.

## Agradecimentos

Os autores agradecem à CAPES, ao CNPq, FAPEMIG, à UFMG e Prefeitura Municipal de Belo Horizonte pelo apoio à pesquisa.

## Referências

- DIFFENBAUGH, NOAH. “Verification of extreme event attribution: Using out-of-sample observations to assess changes in probabilities of unprecedented events”. doi/10.1126/sciadv.aay2368.
- KUTIJA, V. et al. (2014). “Model Validation Using Crowd-Sourced Data From A Large Pluvial Flood” in: 11th International Conference on Hydroinformatics - HIC 2014, New York City, USA.
- MACCHIONE, F. et al. (2019). “Extracting quantitative data from non-conventional information for the hydraulic reconstruction of past urban flood events. A case study”. *Journal of Hydrology* 576 (2019) 443–465.
- NASCIMENTO, N. O. et al. (2021). Relatório Técnico 3: Modelagem hidrológica e hidráulica das inundações na bacia do Ribeirão Arrudas. Atualização dos Estudos Hidrológicos e Hidráulicos da Bacia do Ribeirão Arrudas - Plano de Contingência de Inundações do Boulevard Arrudas. Fundação Cristiano Ottoni, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte. 2021.
- RE, M. et al. (2019). “High-resolution urban flood model for risk mitigation validated with records collected by the affected community”. *Journal Flood Risk Management* 12 (Suppl. 2):e12524.
- ROLLASON, E. et al. (2018). “The importance of volunteered geographic information for the validation of flood inundation models”. *Journal of Hydrology* 562, pp. 267–280.
- ROSA, Deyvid W. B. et al. (2021). “Validação de modelagem hidrodinâmica por meio de informações geográficas voluntárias - estudo do evento extremo ocorrido no dia 28/01/2020 na bacia do córrego do Leitão, em Belo Horizonte – MG”. XXIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos (ISSN 2318-0358).

## ANÁLISE HIDRÁULICA DO BUEIRO LOCALIZADO NO RIBERÃO BARRA NOVA, APUCARANA - PR.

Carolina Viale de Oliveira, Andrea Sartori Jabur

UTFPR - Apucarana, Brasil  
caroli@alunos.utfpr.edu.br  
jabur@utfpr.edu.br

### RESUMO:

O crescimento populacional interfere diretamente na impermeabilização do solo, que modifica o valor do coeficiente de escoamento superficial para a determinação da vazão na bacia hidrográfica. O presente trabalho trata-se de uma avaliação do projeto de bueiro hidráulico instalado no curso do Ribeirão Barra Nova, cidade de Apucarana – PR, em 1979, por meio de dois métodos de dimensionamentos distintos: em funcionamento como um canal livre e como um dispositivo misto orifício-vertedor, além de análises de funcionamento e trabalho em campo. Foi avaliado, a partir da vazão de projeto da bacia hidrográfica, as vazões calculadas para cada método de cálculo para um tempo de recorrência de 25 anos e assim comparado ao projeto original do dispositivo e seu funcionamento atual. Os resultados apresentaram uma incompatibilidade nos cálculos de vazão entre o dispositivo construído e o teórico dimensionado para a bacia hidrográfica para o ano de 2020 e 2021. Admitiu-se que no projeto original não foram considerados o desenvolvimento urbano na região, pois se tratava de um local com vegetação e chácaras. Quanto às manifestações patológicas, foi constatado a presença de árvores de grande porte próximo ao local a jusante onde se encontra o bueiro, além de processos erosivos no solo ao longo do canal ao qual o sucede e o arraste de material da parede e fundo que compõe esse canal.

### ABSTRACT:

Population growth directly interferes with soil waterproofing, which modifies the value of the surface flow coefficient for the determination of flow in the hydrographic basin. The present work is an evaluation of the hydraulic manhole project installed in the course of Ribeirão Barra Nova, city of Apucarana - PR, in 1979, through two different sizing methods: in operation as a free channel and as a mixed orifice-spilldevice, in addition to analysis of operation and field work. From the project flow of the watershed, the calculated flows for each calculation method for a recurrence time of 25 years and thus compared to the original design of the device and its current operation were evaluated. The results showed an incompatibility in the flow calculations between the constructed device and the theoretical one sized for the hydrographic basin for the year 2020 and 2021. It was admitted that in the original project were not considered the urban development in the region, because it was a place with vegetation and farm. As for the pathological manifestations, it was observed the presence of large trees near the downstream site where the manhole is located, in addition to erosive processes in the soil along the channel to which it succeeds and the drag of material from the wall and bottom that composes this channel.

**PALABRAS CLAVES:** Bueiro hidráulico. Dimensionamento hidráulico de bueiro. Bacia Hidrográfica Urbana



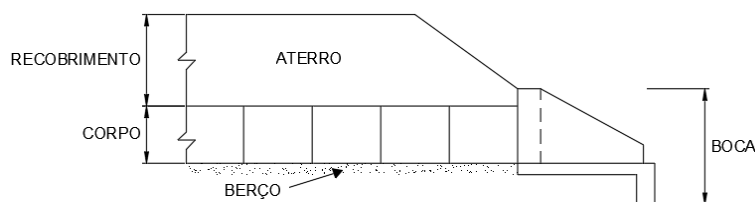
## INTRODUÇÃO

O crescimento populacional interfere diretamente na impermeabilização do solo, que modifica o valor do coeficiente de escoamento superficial para a determinação da vazão na bacia hidrográfica. Devido a isso, obras de drenagem urbana contribuíram na formação do espaço urbano nas mais variadas cidades e regiões do Brasil.

Bueiros são estruturas de análise complexa que podem se comportar como um canal, no qual opera em regime supercrítico, ou funcionar sob pressão, como um conduto forçado em regime subcrítico. A primeira situação possui escoamento livre em sua tubulação e há apenas a ação da pressão atmosférica em sua seção. A segunda, toda sua superfície é preenchida, tanto a montante quanto a jusante, no qual não há a ação da pressão atmosférica (CHOW, 1959). Também pode-se considerar que um bueiro funciona como um orifício quando encontrado afogado a montante (DNIT, 2006).

Com o objetivo de garantir o deslocamento do curso d'água de forma segura, através da rodovia, conforme citado por Dotto (2015) e ilustrado na figura 1, os bueiros são divididos em:

- **Corpo:** estrutura com a função efetiva de dar passagem às águas;
- **Berço:** constitui a base de assentamento do bueiro; normalmente de concreto;
- **Bocas:** são os dispositivos de entrada (montante) e saída (jusante) dos bueiros, integrando o bueiro ao corpo do aterro;
- **Recobrimento:** aterro de cobertura ao bueiro, com altura mínima estabelecida em função do tipo e dimensão do bueiro;
- **Declividade:** inclinação longitudinal do bueiro cuja função é forçar o escoamento apropriado das águas, evitando velocidades excessivas.



**Figura 1.-** Divisão de um bueiro

O que se refere a sua classificação, denomina-se Bueiro de Greide aqueles que geralmente encaminham as águas pluviais, tanto providas de precipitação quanto as superficiais recolhidas por dispositivos de drenagem, e Bueiro de Grota aqueles que encaminham as águas de córregos e canais nos quais estão situados no fundo de talwegues (AZEVEDO, 2017). Na figura abaixo é possível observar os dois exemplos de bueiro.



**Figura 2.-** Tipos de bueiros (a) de greide e (b) de grota

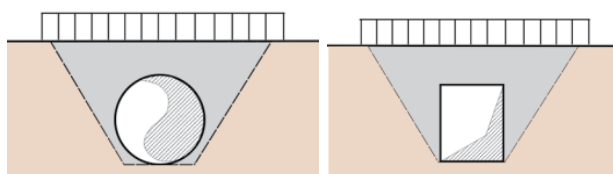
Para manter um padrão de nomenclatura, as características classificadas mais comuns são quanto a forma de seção transversal podendo ser tubular (ou circular), celular (retangular ou quadrada) ou especial (diferente das anteriores); quanto ao número de linhas, denominado simples

para apenas uma e múltipla para mais de uma; e, quanto ao material no qual pode ser de concreto (simples ou armado), metálico (chapa metálica corrugada ou não), de alvenaria, pedra argamassada ou ainda de madeira. Logo, por meio desse padrão um BSTC significa bueiro simples tubular de concreto, como exemplificado na figura 3 (DOTTO, 2015; DNIT, 2006).

TUBULARES	BSTC – Bueiro Simples Tubular de Concreto	
	BDTC – Bueiro Duplo Tubular de Concreto	
	BTTC – Bueiro Triplo Tubular de Concreto	
CELULARES	BSCC – Bueiro Celular de Concreto	
	BDCC – Bueiro Duplo Celular de Concreto	
	BTCC – Bueiro Triplo Celular de concreto	
EM ARCO	Arco Simples	
	Arco Duplo	

**Figura 3.-** Classificação dos bueiros quanto à forma, número de linhas e materiais

O material utilizado em obras de bueiros varia de acordo com o custo e o tamanho da obra. Em bueiros pequenos é comum utilizar condutos de concreto pré-moldado ou de tubos de aço, enquanto em bueiros maiores pode ser encontrado arcos de aço corrugado ou de concreto armado (CARDOSO NETO, s/d). Abaixo na figura 4 está apresentado um exemplo de bueiro tubular e celular sob uma travessia de pedestres.



**Figura 4.-** Exemplos de bueiros hidráulicos (a) tubular e (b) celular

O presente trabalho trata-se de uma avaliação do projeto de bueiro hidráulico instalado no curso do Ribeirão Barra Nova, cidade de Apucarana – PR, em 1979, por meio de dois métodos de dimensionamentos distintos: em funcionamento como um canal livre e como um dispositivo misto orifício-vertedor, além de análises de funcionamento e trabalho em campo. Foi avaliado, a partir da vazão de projeto da bacia hidrográfica, as vazões calculadas para cada método de cálculo para um tempo de recorrência de 25 anos e assim comparado ao projeto original do dispositivo e seu funcionamento atual.

Vale destacar que para a elaboração do projeto e execução de obras hidráulicas, como um bueiro, faz-se necessário o Estudo de Impacto Ambiental (EIA) e um Relatório de Impacto Ambiental (RIMA). O estudo de possíveis impactos que essa obra acarretará na região e ainda estudos se o replantio causará danos a obra são necessários para que não haja consequências futuras (BANDEIRA; FLORIANO, 2004; DNIT, 2005).

## METODOLOGIA

O bueiro do Parque Jaboti, como é conhecido, está situado na Rua Urânio próximo à Avenida do Contorno, localidade da Praça dos 70, e teve o início de sua construção em 1979. Possui cinco tubulações, três na linha inferior e duas na linha superior do dispositivo, cujo material de construção é concreto ciclópico, como mostra na figura 5.

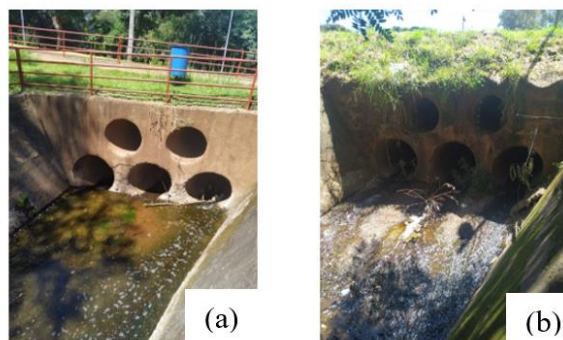


Figura 5.- Bueiro em estudo (a) Montante e (b) Jusante

Foram utilizados dois métodos distintos para o dimensionamento hidráulico do bueiro, no primeiro caso foi considerado um bueiro simples celular cujo funcionamento é como um canal hidráulico livre e posteriormente no segundo caso considerou-se o bueiro real existente no qual o funcionamento é de forma mista: orifício-vertedor, para uma possível comparação e análise (AZEVEDO NETTO, 2017; CANHOLI, 1994 apud PORTO, 1999).

Dado o valor da área da bacia hidrográfica determinada pelo *software* Google Earth Pro foi de 1,584 km<sup>2</sup>, e por ser um valor inferior a 2 km<sup>2</sup> o cálculo da vazão deu-se através do método racional, com base na equação abaixo.

$$Q = 0,278 \cdot C \cdot I \cdot A \quad [1]$$

O software Canal foi utilizado para auxiliar no dimensionamento de bueiro no primeiro caso como um canal livre, referente a obtenção de dados finais, como a vazão máxima do dispositivo, a altura máxima da lâmina d'água e da altura do bueiro a partir do valor de vazão de projeto da bacia. Para isso considerou-se as dimensões de base e alturas reais do bueiro.

Em estudo como orifício-vertedor, considerou-se primeiramente o cálculo separado de cada dispositivo, constituído de três orifícios de 1 metro de diâmetro e dois vertedores circulares de 0,8 metros de diâmetros. Dispôs-se de dados obtidos através do software SisCCoH referentes às dimensões dos orifícios isolados e posteriormente somou-se as vazões relativas à máxima altura de lâmina d'água de todos os dispositivos para obter a vazão do bueiro.

Além disso, para a elaboração dos mapas foi utilizado o software *Google Earth* para delimitação de curvas de níveis e o mapa hipsométrico, além de delimitar algumas informações necessárias para cálculo.

Na tabela 1 estão as fórmulas para ambas hipóteses de cálculo, no qual quando considerado um canal livre utilizou-se a Equação de Manning e quando considerado um orifício-vertedor primeiramente utilizou os cálculos para um orifício e posteriormente para um vertedor.

Tabela 1. – Equações para dimensionamento

Canal:	$Q = \frac{A_m}{n} \cdot R_H^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I} \quad [2]$
Orifício-Vertedor:	$Q = c_d^* \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} + 1,518 \cdot D^{0,693} \cdot h^{1,807} \quad [3]$

## RESULTADOS

Os resultados apresentaram uma incompatibilidade nos cálculos de vazão entre o dispositivo construído e o teórico dimensionado para a bacia hidrográfica para o ano de 2020 e 2021. Com base nos dados obtidos por meio do levantamento morfométrico da bacia hidrográfica atual, foi possível avaliar as equações para cálculo da vazão de projeto da bacia de estudo e do dimensionamento do bueiro.

A partir da delimitação da bacia hidrográfica no Google Earth Pro, utilizou-se a ferramenta CAD para detalhar as curvas de nível e obter o mapa hipsométrico da região, conforme mostrado na figura 6 e adquiridas algumas informações para o dimensionamento as quais estão apresentadas na tabela 2 a seguir.

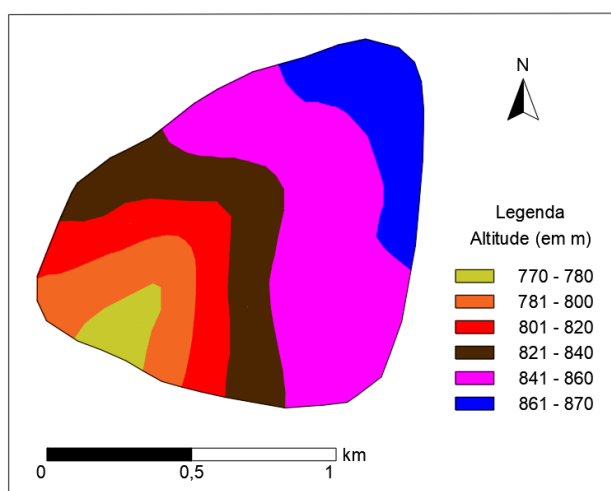


Figura 6.- Mapa hipsométrico

Tabela 2. – Dados da Bacia Hidrográfica

Dados	Valor
Comprimento exutório (km)	0,599
Perímetro Bacia (km)	4,754
Área da Bacia (km²)	1,584
Desnível – $\Delta h$ (m)	44,00
Declividade média (m/m)	0,07

Através dos valores área e perímetro classificou-se a bacia hidrográfica como arredondada conforme o cálculo do fator de forma  $k_f = 4,4134$  m e o coeficiente de compacidade  $k_c = 1,0578$ . E ainda de acordo com a classificação de Strahler a bacia é dada com ordem 1.

Desse modo, determinou-se o valor de tempo de concentração igual à 10 min, dado que por meio da fórmula de Carter o valor calculado foi de 9,59 min, mais adequada à área da bacia de estudo de 1,584 km². Vale ressaltar que deve ser adotado o maior valor entre o valor calculado e o mínimo indicado pelo DNIT.

Conhecido o tempo de recorrência de 25 anos, iniciou-se para o cálculo da intensidade pluviométrica para a cidade de Apucarana e do coeficiente de Run-off. Com a ferramenta CAD, dividiu-se as zonas de ocupação no qual fazem parte da bacia estudada, conforme mostra a figura 2, e determinou-se de maneira isolada suas áreas e os coeficientes de Run-off, respectivamente.

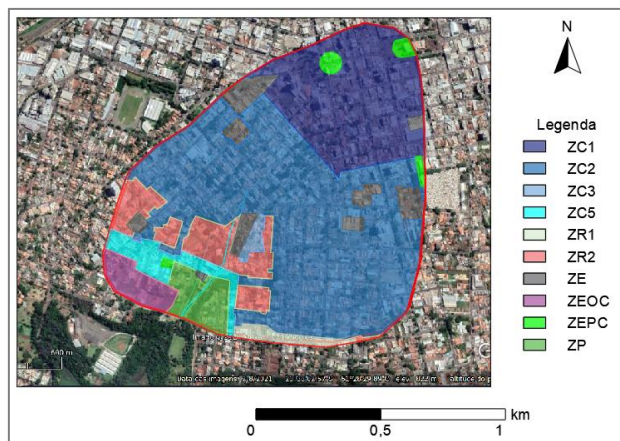


Figura 7. – Bacia Hidrográfica com o uso do solo

Com isso, foi determinado o coeficiente de Run-off igual a  $C=0,627$  e a intensidade pluviométrica de  $155,9762 \text{ mm/h}$ . Utilizado o método racional de cálculo encontrou-se uma vazão de  $43,0713 \text{ m}^3/\text{s}$ . A partir desse valor foram utilizados os métodos de cálculo de dimensionamento como um Canal livre (figura 8) e como um Orifício-vertedor. Para o primeiro método foi utilizada a Equação de Manning, propôs-se a instalação de um bueiro simples celular a partir das medidas registradas in loco e adotado o valor de folga de  $50 \text{ cm}$  para o projeto do bueiro com funcionamento como um canal, conforme mostra a figura 8.

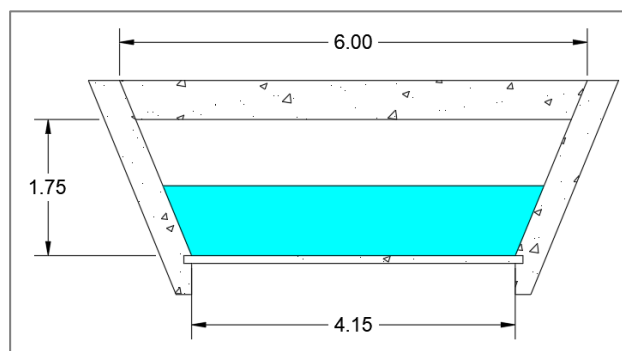


Figura 8.- Perfil transversal do projeto proposto do bueiro como canal

O bueiro foi considerado de base de concreto e laterais em pedra argamassada e foi necessário de determinar o coeficiente de Manning do canal em questão. A partir das dimensões de perímetro e área do dispositivo proposto, o valor de  $\eta$  determinado é de  $0,019 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ . Através do software Canal e para a vazão encontrada de  $43,0713 \text{ m}^3/\text{s}$  foram determinadas as dimensões de cálculo para o canal proposto, dado que obteve uma altura de lâmina d'água de  $0,898 \text{ m}$  e velocidade de escoamento de  $10,62 \text{ m/s}$ , além de uma altura crítica de  $2,07 \text{ m}$ . Para o número de Froude valor obtido foi de  $3,578$ , classificado um escoamento supercrítico.

Pelo fato da altura de o bueiro de estudo ser maior que a altura de lâmina d'água determinada pelo *software*, propôs-se refazer o cálculo com a finalidade de encontrar a vazão máxima do canal livre de sessão plena de  $1,75 \text{ m}$ , dado pela altura total do canal de  $2,25 \text{ m}$  subtraído o valor da folga de  $0,5 \text{ m}$ . Dessa maneira estimou-se um canal de vazão  $145,288 \text{ m}^3/\text{s}$ , velocidade de  $13,893 \text{ m/s}$  e Froude igual a  $3,353$ .

Através desse novo canal, elaborou-se o gráfico da curva do rio canalizado (figura 9) com a finalidade de determinar a proporção de aumento da vazão ( $Q$ ) conforme há o aumento da lâmina d'água ( $Y_n$ ), apresentado na figura 9 abaixo, no qual é possível notar como vazão do canal se comporta conforme aumenta-se o nível d'água.

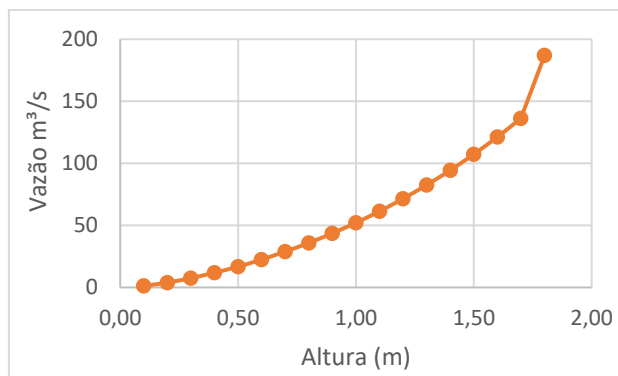


Figura 9.- Gráfico da curva do rio

Para o segundo método de cálculo de maneira análoga o dimensionamento do bueiro projetado de forma mista como um orifício-vertedor se deu através das dimensões reais do local, conforme demonstrado na figura 10.

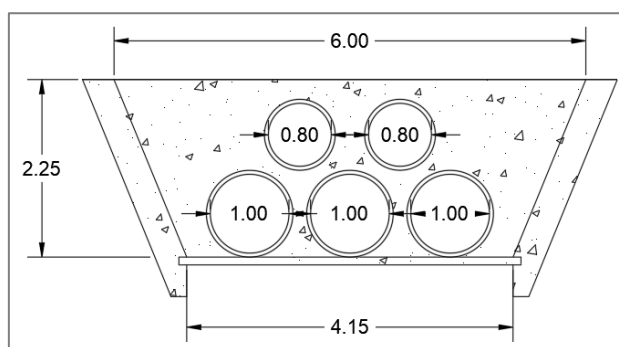


Figura 10.- Perfil transversal do projeto do Bueiro como orifício-vertedor

O cálculo foi dividido em partes, visto que as tubulações inferiores foram consideradas como orifícios e as tubulações superiores foram consideradas vertedores. À vista disso, para se determinar a vazão total foram equacionadas as vazões para cada abertura e realizado um somatório delas. O coeficiente  $cd^*$  no qual é dependente do coeficiente  $k = 0,25$  devido ao orifício ter a base junto ao fundo e do coeficiente  $cd = 0,62$ , foi encontrado o valor médio indicado. Logo para  $cd^*$ , temos o valor de  $0,64015$ . Após obter de maneira isolada as vazões de um orifício e um vertedor, multiplicou-se a vazão de orifício e a vazão de vertedor por 3 e 2, respectivamente, cujo resultado é a vazão total do dispositivo em função da altura de lâmina d'água.

Com a finalidade de se obter valores a nível de comparação e de forma análoga a curva do rio, foi elaborada uma planilha para analisar o aumento da vazão ( $Q$ ) conforme aumentava-se a lâmina d'água ( $Y_n$ ), apresentada na **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, de maneira que o valor máximo de vazão calculado foi de  $14,977 \text{ m}^3/\text{s}$  e uma velocidade de escoamento de  $2,366 \text{ m/s}$ . O número de Froude para esse modelo de bueiro é caracterizado por um regime subcrítico de valor  $0,548$ .

Os resultados apresentaram uma incompatibilidade nos cálculos de vazão entre o dispositivo construído e o teórico dimensionado para a bacia hidrográfica para o ano de 2020 e 2021. Admitiu-se que no projeto original não foram considerados o desenvolvimento urbano na região, pois se tratava de um local com vegetação e chácaras. Calculado a vazão depois da urbanização de  $43,0713 \text{ m}^3/\text{s}$  e a vazão antes da urbanização de  $14,205 \text{ m}^3/\text{s}$  foi encontrado que a relação entre as vazões ( $R$ ) é de  $3,003$  demonstrando um aumento de área urbanizada de  $40\%$  a  $60\%$ .

Porém, sabe-se que a equação de intensidade pluviométrica de Apucarana foi desenvolvida em 1985 e dessa forma para encontrar o valor da precipitação estima-se que foi utilizado os dados

fornecidos pelo Instituto Agrônômico do Paraná (IAPAR).

De acordo com esses dados, observou-se que para o ano de 1980 – o mais próximo da execução do bueiro – é destacado dois meses de precipitação de 93,6 mm/dia e 86,5 mm/dia, março e abril respectivamente. No entanto, não é possível saber quantas horas foram registradas de precipitação pois as precipitações foram marcadas por dia. Logo estima-se que para o cálculo da vazão foi utilizado um dos dois valores de precipitação para o ano de 1980 no qual chegaria mais próximo do valor do cálculo realizado na época para o coeficiente de escoamento superficial.

Conseqüentemente, realizou-se um segundo cálculo a partir da equação do método racional de cálculo de vazão com base nos dados de vazão de 14,977 m<sup>3</sup>/s, área da bacia de 1,582 km<sup>2</sup> e intensidade pluviométrica pela média simples de precipitação dos meses de março e abril de 1980 de 90,05 mm/h e para esse novo coeficiente foi encontrado um valor de 0,38.

Apesar de ser um valor de C consideravelmente baixo, vale destacar que na época de instalação do bueiro de estudo a região era tomada por fazendas e poucas construções, como mostra as figuras 11 e 12, o que aumenta as probabilidades de ter sido utilizado tais valores para o projeto do dispositivo.

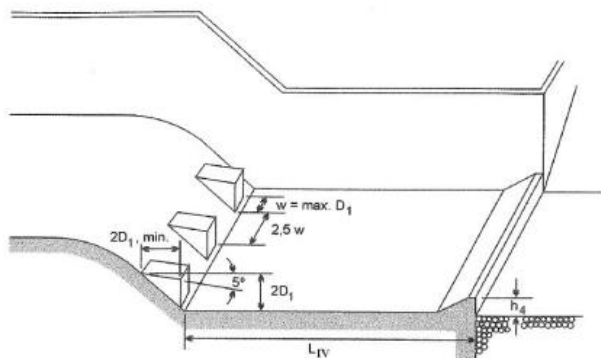


**Figura 11.-** Imagem da execução da barragem do Lago do Jaboti – crista. Fonte: SOUZA, 2021.



**Figura 12.-** Imagem da execução da barragem do Lago do Jaboti descarregador de fundo. Fonte: SOUZA, 2021.

A partir do valor de vazão de 43,0713 m<sup>3</sup>/s, largura a montante do canal de 4,15 m (adotado o valor da base menor), a altura da lâmina d'água calculada de 0,898 m e número de Froude igual a 3,578, para conter a velocidade de escoamento foi dimensionado de um dissipador de energia USBR Tipo IV a jusante do bueiro, como o modelo na figura abaixo.



**Figura 13.-** Dissipador de Energia Tipo IV

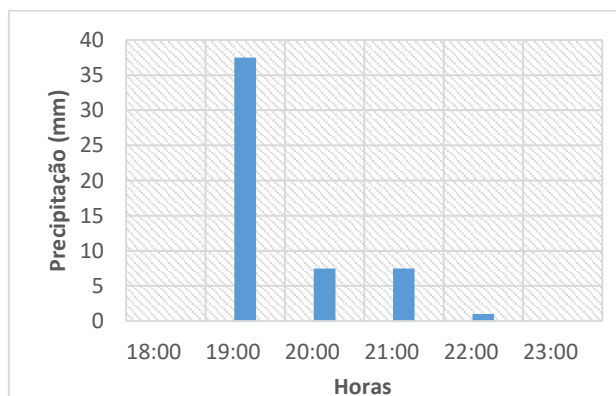
Além disso, conforme os métodos sugeridos, foi observado que caso dimensionado como um canal livre não haveria essa incompatibilização, no qual a vazão do bueiro seria pelo menos 3 vezes maior que a vazão solicitada da bacia hidrográfica atual. Em uma análise de dia de chuva observou-se também uma falha de operação do bueiro, o que pode vir a ser devido ao aumento da vazão de projeto da bacia hidrográfica.

Registros em dia de chuva mostra uma formação de um vórtice entre as aberturas superiores e inferiores, o qual representa um problema de operação do dispositivo, como mostra na figura 14.



**Figura 14.-** Registro do bueiro em funcionamento

Além disso, também foram coletados dados da precipitação acumulada e pressão atmosférica, apresentadas no gráfico a seguir.



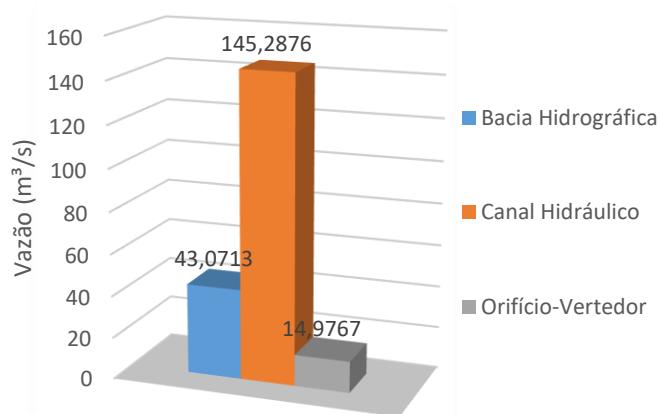
**Figura 15.-** Precipitação acumulada

Dessa forma, fica evidente o fato de que mesmo para uma baixa precipitação há um problema operacional do dispositivo, aproximadamente 52,5 mm em três horas de duração (17,5 mm/h) o qual



estava a contribuir com uma vazão de 4,83 m<sup>3</sup>/s. Se considerado a precipitação isolada de 37,5 mm/h, às 19h, a vazão registrada foi de 10,35 m<sup>3</sup>/s. Como registrado no trabalho em campo o bueiro apresentou uma falha em seu dimensionamento quanto a velocidade de escoamento, provavelmente pelo fato de não haver a consideração de um maior valor para o coeficiente C no qual afeta no cálculo da vazão.

Em uma análise global, foi possível comparar os dados calculados com o executado e ainda englobar o funcionamento do dispositivo e desenvolver o gráfico abaixo (figura 16) o qual apresenta a vazão de projeto e as vazões de cálculo propostas para o bueiro, sendo possível perceber a diferença entre a vazão de projeto e o executado o que pode simbolizar um futuro problema de funcionamento.



**Figura 16.-** Comparativo de vazões

Quanto as manifestações patológicas, foi constatado a presença de árvores de grande porte a jusante onde se encontra o bueiro, além de processos erosivos no canal, ao qual o sucede e o arraste de material da lateral e fundo. Abaixo estão uma sequência de figuras no qual estão representadas algumas das manifestações patológicas citadas.



**Figura 17.-** Manifestações de erosão no Bueiro hidráulico (a) montante (b) jusante

A jusante do bueiro há a presença de entulhos de pedra argamassada (figura 18), como mostra nas figuras abaixo, o que poderia vir a ser um dissipador de energia e em seu entorno foi constatado resquícios de erosão no solo, além de vegetação densa próximo ao talude. No entanto não se tem certeza da presença do dispositivo de dissipação pelo fato de não haver registros de projeto ou imagens que constem sua construção.



**Figura 18.-** Erosão de terra e arraste a jusante do canal

Além dessas manifestações patológicas percebidas de maneira visual é possível encontrar resíduos sólidos descartados tanto a montante quanto a jusante do dispositivo e ao longo do canal devido ao descaso da população. Tais descartes podem provocar a obstrução do bueiro e prejudicar seu funcionamento e ainda afetar diretamente na qualidade da água e em impactos ambientais.

## CONCLUSÃO

De acordo com análises em campo há divergências entre o projeto básico e o executado, tanto no tamanho do bueiro quanto no formato do canal ao qual o antecede. Notou-se também implicações em seu funcionamento, no qual quando atingido uma precipitação considerável as aberturas superiores perdem sua funcionalidade.

A partir do valor de cálculo da vazão de projeto da bacia hidrográfica de estudo foi observado uma divergência perante o dimensionamento do bueiro, visto que a vazão calculada do dispositivo é 3 vezes menor que a vazão de projeto da bacia. Estima-se que para o dimensionamento de projeto não foi considerado o crescimento demográfico da região.

Dessa forma, conclui-se que não foi atingido a precipitação prevista em cálculo devido ao fato de não haver registros de inundações na região, o que explica seu eficiente desempenho até o momento atual. No entanto é recomendado uma avaliação quanto a expansão urbana na região, que impactam diretamente no escoamento superficial.

Com base nas manifestações patológicas é necessário um estudo de um possível projeto do dissipador de energia a ser instalado a jusante do bueiro, em conjunto com a canalização interrompida por erosões. Além disso, a instalação de proteções laterais no trecho a jusante bem como uma análise de estabilidade de talude no local erodido. É válido uma fiscalização maior na região além de conscientizar moradores e habitantes para a preservação do local, no qual vale ressaltar que é a nascente de um curso d'água.

## REFERENCIAS

**AZEVEDO, Gabriella Araujo (2017).** “Proposta de readequação do sistema de drenagem no quilômetro 29,1 da Rodovia MG-167”. 105 f. *TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário do Sul de Minas, Varginha, 2017.* Disponível em: <http://repositorio.unis.edu.br/bitstream/prefix/126/1/TCC-2%20-%20Gabriella%20Araujo%20Azevedo.pdf>. Acesso em: 12 maio 2020.

- Azevedo Netto, J. M. (2015).** *Manual de Hidráulica*. 8. ed. [S.l.]: Edgard Blucher, Brasil. 669 p.
- BANDEIRA, Clarice; FLORIANO, Eduardo Pagel (2004).** *Avaliação de impacto ambiental de rodovias*. 8. ed. Santa Rosa: Anorgs. 68 p. (1). Disponível em: <https://rodoviasverdes.ufsc.br/files/2010/03/Avalia%C3%A7%C3%A3o-de-impacto-ambiental-de-rodovias.pdf>. Acesso em: 16 maio 2020.
- CARDOSO NETO, Antonio (s/d).** *Bueiro*. Agencia Nacional de Águas - ANA. Disponível em: <https://www.ana.gov.br/AcoesAdministrativas/CDOC/ProducaoAcademica/Antonio%20Cardoso%20Neto/BUEIROS.pdf>. Acesso em: 12 jul. 2020.
- Chow, V. (1959).** *Open Channel Hydraulics*. New York: McGraw-Hill Book Company.
- Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes (2006).** *Diretrizes básicas para elaboração de estudos e projetos rodoviários*. Rio de Janeiro. 482 p. Book Company.
- Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes (2005).** *Manual de drenagem de Rodovias*. Rio de Janeiro. 68 p.
- DOTTO, Fernando Marcuzzo (2015).** “Verificação do dimensionamento de dispositivos de drenagem na travessia urbana de Santa Maria”. 2015. 85 f. *TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria*. Disponível em: [http://www.ct.ufsm.br/engcivil/images/PDF/2\\_2015/TCC\\_FERNANDO%20MARCUIZZO%20DOTTO.pdf](http://www.ct.ufsm.br/engcivil/images/PDF/2_2015/TCC_FERNANDO%20MARCUIZZO%20DOTTO.pdf). Acesso em: 12 maio 2020.
- Porto, R. M.** *Hidráulica Básica*. 2. ed. São Carlos: Eesc Usp, 1999. 519 p.
- SOUZA, F. D.** *Apucarana Memória e Fotos*. 2021. Disponível em: <https://www.facebook.com/photo?fbid=1593728740816958&set=gm.2115220321946486>. Acesso em: 14 abr. 2021.

# REVISIÓN DE METODOLOGÍAS DE EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD HIDRÁULICA DE PUENTES Y SU APLICACIÓN A PUENTES CHILENOS

Felipe Negrete S. y Jaime Cotroneo O.

Instituto Nacional de Hidráulica, Chile felipenegrete@inh.cl y jaimecotroneo@inh.cl

## Introducción

Los puentes son parte de la infraestructura crítica de cualquier país. Estas estructuras permiten la conexión de los territorios cuando estos se ven interrumpidos por ríos o esteros. Cualquier falla o colapso de los puentes puede generar trágicas consecuencias para la población.

En este sentido, es importante saber que la socavación es una de las principales causas del colapso de los puentes (Melville and Coleman, 2000; Brandimarte et al. 2012; Lin et al 2014), y es particularmente preocupante durante los eventos de crecidas (Warren, 1993).

Un número importante de puentes chilenos están localizados en secciones de cauces de régimen supercrítico, donde los eventos extremos tienen el potencial de generar rápidos cambios morfodinámicos en el lecho, afectando a los procesos de socavación en las fundaciones del puente (Link et al., 2019).

Para reducir el riesgo de colapso de puentes, es esencial evaluar periódicamente las condiciones y vulnerabilidad de estas estructuras.

Este artículo, presenta una revisión de cinco (5) metodologías utilizadas para evaluar la vulnerabilidad hidráulica de puentes y se analiza su validez de aplicación en la evaluación de cuatro (4) puentes chilenos localizados en secciones de régimen supercrítico (3) y en secciones de régimen subcrítico (1), los cuales fueron catalogados en estado crítico por el Ministerio de Obras Públicas de Chile. Para la evaluación de vulnerabilidad se realizaron mediciones de campo entre los años 2019 y 2021.

Las metodologías presentadas van desde aquellas basadas sólo en la inspección visual del cauce y la estructura, a otras que requieren mediciones de campo de condiciones hidráulicas, así como un análisis más detallado de la situación. Estas son las metodologías de Richardson and Huber (1991), Shirole and Loftus (1992), Fiorentino et al. (1999) Tartaglia et al. (2002) y Farias (2008).

## Metodología

Para llevar a cabo el estudio, se analizaron las siguientes metodologías de evaluación de vulnerabilidad hidráulica de puentes:

- 1) Richardson and Huber (1991)
- 2) Shirole and Loftus (1992)
- 3) Fiorentino et al. (1999)
- 4) Tartaglia et al. (2002)
- 5) Farias (2008)

Cada una de estas metodologías de vulnerabilidad hidráulica son utilizadas para evaluar cuatro puentes ubicados dentro del territorio Chileno. Tres de estos puentes están ubicados en secciones de cauces con régimen de escurrimiento supercrítico y uno en un río de llanura con régimen de escurrimiento subcrítico.

La evaluación, y posterior análisis de vulnerabilidad de los puentes, consistió en una recopilación y revisión de la información disponible del puente y del cauce, identificando regímenes hidrológicos, evolución morfológica, estabilidad, presencia de barras, etc. Para complementar lo anterior, se

realizaron visitas de inspección y medición en terreno donde se analizó el tramo de aproximación del cauce y otras variables de interés, tales como, pendiente del río, presencia de vegetación y escombros, actividad antrópica, estado de cepas y estribos, entre otros.

## Resultados

Las cinco metodologías de evaluación fueron utilizadas para analizar el estado de cuatro puentes en ríos de distintas características hidráulicas. Cada una de las metodologías estudiadas asigna un puntaje o asignación al puente, en función de los factores que son evaluados por incidir en la vulnerabilidad de la estructura, como lo son estabilidad del cauce, grados de socavación en cepas y estribos, presencia de obras de mitigación, características hidráulicas del flujo, etc. Según el puntaje obtenido, es posible clasificar la vulnerabilidad del puente en baja, media o alta, lo cual depende de la metodología empleada.

La Tabla 1 resume la evaluación realizada para los cuatro puentes mencionados. Cabe mencionar que la metodología de Fiorentino et al. (1999) requiere información de diseño, como la profundidad de fundación de las cepas, la cual es desconocida en los puentes Allipén y Pellahuen.

Al respecto, se destaca que la metodología de Richardson and Huber (1991) es aplicable exclusivamente a puentes ubicados en cauces de régimen subcrítico. La metodología de Farias (2008) es útil para ser aplicada como una pre-evaluación rápida por no requerir de gran cantidad de información de terreno.

La metodología de Tartaglia et al. (2002) es la con mayor rango de aplicación, otorgando buenos resultados a puentes en cauces de régimen supercrítico, como lo son la gran mayoría de ríos chilenos. A pesar de lo anterior, esta metodología prescinde de algunos factores que influyen fuertemente en la evaluación de vulnerabilidad hidráulica de puentes, como la estabilidad lateral del cauce. Los autores recomiendan y trabajan en adaptar la metodología para obtener resultados más ajustados a la realidad de los cauces chilenos.

## Agradecimientos

Los autores agradecen la autorización por parte de la Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas para hacer uso de la información recopilada durante el proyecto Diagnóstico Hidráulico de Puentes, Varias Regiones.

## Referencias

- Barbetta S. et al** (2017). "A reappraisal of bridge piers scour vulnerability: a case study in the Upper Tiber River basin (central Italy)". *Journal of flood risk management*, 10, 2017, pp. 283-300.
- Farias, H.** (2008). "Metodología para la Calificación de Puentes en Relación a los Factores Hidráulicos". *XXIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Cartagena de Indias, Colombia, 2008.*
- Fiorentino et al** (2002). "Analisi semplificata della vulnerabilità idraulica degli attraversamenti fluviali". *L'ingegneria naturalistica nella sistemazione dei corsi d'acqua* Vol 3., Cosenza: Editoriale BIOS, 1999, pp.333-362.
- Richardson, E. V., and Huber, F. W.** (1991). "Evaluation of bridge

vulnerability to hydraulic forces, stream instability, and scour".  
Transportation Research Record, (1290).

**Shirole, A. M., and Loftus, M. J.** (1992). Assessment of Bridge Vulnerability to Hydraulic Failures. Transportation Research Record, 18- 18.

**Tartaglia V. et al** (2002). "Vulnerabilità idraulica degli attraversamenti ferroviari di corsi d'acqua in Toscana". Proceeding of the 28th Conference of Hydraulics and Hydraulic Engineering, Vol 3., Cosenza: Editoriale BIOS,2002, pp. 235-246.

**Tabla 1.-** Resumen de la evaluación de puentes Chilenos con diferentes metodologías.

Metodología/Índice		Richardson and Huber (1991)		Shirole and Loftus (1992)		Fiorentino et al. (1999)		Tartaglia et al (2002)		Farias (2008)	
Puente	Régimen	Puntaje	Vuln.	Puntaje	Vuln.	Puntaje	Vuln.	Puntaje	Vuln.	Puntaje	Vuln.
Chacalluta	Supercrítico	36 de 71	Media	29	Media	0,34	Baja	0,18	Baja	5 de 10	Media
Zamorano	Supercrítico	36 de 71	Media	26	Media	0,13	Nula	0	Nula	6 de 10	Media
Allipén	Supercrítico	38 de 71	Media	38	Alta	-	-	0,25	Alta	4 de 10	Alta
Pellahuén	Subcrítico	34 de 71	Media	32	Media	-	-	-	-	6 de 10	Media

## DESIGUALDAD TERRITORIAL EN EL ACCESO AL AGUA POTABLE Y LA HIGIENE

María Eva Koutsovitis <sup>(1)</sup> Matías Goyeneche <sup>(2)</sup>

(1) Departamento de Hidráulica e Instituto de Ingeniería Sanitaria de la Facultad de Ingeniería de la UBA, Cátedra de Ingeniería Comunitaria de la UBA, Asociación Argentina de Ingeniería Sanitaria (AIDIS), Argentina, mevakoutsovitis@yahoo.com.ar.

(2) Departamento de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería de la UBA, Cátedra de Ingeniería Comunitaria de la UBA, Argentina, matiasgoyeneche@gmail.com.

### RESUMEN:

La pandemia por COVID-19 nos interpela a repensar el paradigma de la ingeniería sanitaria, desde una perspectiva integral, socio-comunitaria y de género. Por otro lado, la crisis climática nos obliga a pensar nuevos modelos de ciudad basados en la democratización de todas las dimensiones urbanas y eso implica acceder en igualdad de condiciones al conjunto de los servicios sanitarios. En la Ciudad de Buenos Aires, según datos oficiales, la población de los asentamientos informales pasó en el año 2001 de 107.000 habitantes a 300.000 en el año 2015. Se estima que actualmente los habitantes de las villas de la Ciudad de Buenos Aires representan un 15% de la población total de la ciudad, es decir, aproximadamente 400.000 habitantes no acceden formalmente a los servicios básicos sanitarios. Los objetivos del presente trabajo son, a partir de la sistematización de diferentes intervenciones sanitarias llevadas a cabo en barrios populares de la Ciudad de Buenos Aires por la Cátedra de Ingeniería Comunitaria de la Facultad de Ingeniería de la UBA, visibilizar los impactos de la desigualdad en el acceso al agua potable, el saneamiento cloacal y la higiene. Y, como consecuencia del análisis de los resultados obtenidos, plantear un conjunto de acciones de corto plazo para mitigar el riesgo sanitario al que se encuentran expuestos los habitantes de los barrios populares.

### ABSTRACT:

The climate crisis forces us to think of new city models based on the democratization of all urban dimensions and granting equal access to all sanitation services. On top of that, the COVID-19 pandemic and its consequences challenge us to refocus sanitation engineering from an integrated, community and gender perspective. According to government data, the population in informal settlements in the city of Buenos Aires increased from 107,000 inhabitants in 2001 to 300,000 in 2015. Current estimates indicate that these inhabitants represent 15% of the total population of the city, which means that approximately 400,000 people do not have formal access to basic sanitation services. This article aims to shed a light on the impacts of inequality in access to drinking water, sewage sanitation and daily hygiene, based on the interventions carried out by the Community Engineering Group of the University of Buenos Aires in informal neighborhoods in the city of Buenos Aires. Also, as a result of these interventions, a series of short-term actions were proposed to mitigate the health risks to which the inhabitants of popular neighborhoods are exposed.

**PALABRAS CLAVES:** Agua Potable, Desigualdad Urbana, Barrios Populares

## ESTADO DE LA CUESTIÓN

La pandemia por COVID-19 nos interpela a repensar el paradigma de la ingeniería sanitaria, desde una perspectiva integral, socio-comunitaria y de género. La crisis climática nos obliga a pensar nuevos modelos de ciudad basados en la democratización de todas las dimensiones urbanas y eso implica acceder en igualdad de condiciones al conjunto de los servicios sanitarios.

El Banco Interamericano de Desarrollo informa que, en promedio, los hogares de América Latina y el Caribe destinan el 14% de sus ingresos al pago de servicios esenciales (BID, 2020). El mismo informe revela que en el año 2019 el 55% de la población rural de América Latina y el Caribe no accedía al agua en red en el propio hogar y 45 millones de habitantes en la región no contaban con conexión cloacal o tanque séptico. La inversión en infraestructura en América Latina sufrió una fuerte caída a partir de finales de la década de 1980 cuando se invertía más del 4% del PIB y en coincidencia con la privatización del sector.

Las epidemias de colera, viruela y fiebre amarilla que tuvieron lugar entre 1867 y 1871 en la Argentina dieron lugar a los primeros proyectos de saneamiento para la Ciudad de Buenos Aires. En 1880 las obras construidas, redes distribuidoras de agua potable y cloacas, daban cobertura a la cuarta parte de la ciudad. 140 años después, el 10% de la población de la Argentina habita en un barrio popular sin acceso formal al agua potable, el saneamiento cloacal y la higiene; y en el Ciudad de Buenos Aires ese porcentaje asciende al 15%.

## DESCRIPCIÓN DE LA PROBLEMÁTICA

Según los datos obtenidos por el Relevamiento Nacional de Barrios Populares (Decreto N° 358/2017 ratificado por ley 27.453), en la Argentina existen 4.416 barrios populares, comúnmente denominados villas, asentamientos o urbanizaciones informales, donde habitan más de 4.000.000 habitantes, de los cuales, el 91% no accede formalmente al agua potable y el 98% al saneamiento cloacal. La composición sociodemográfica evidencia que las mujeres son el sostén del 65% de los hogares y que los hogares monoparentales están a cargo en el 85% de mujeres. Sin embargo, sólo el 30% de las mujeres en los barrios populares perciben ingresos, consolidando procesos de feminización e infantilización de la pobreza.

En la Ciudad de Buenos Aires, según datos oficiales, la población de los asentamientos informales pasó en el año 2001 de 107.000 habitantes a 300.000 en el año 2015. Se estima que actualmente los habitantes de las villas de la Ciudad de Buenos Aires representan un 15% de la población total de la ciudad, es decir, aproximadamente 400.000 habitantes no acceden formalmente a los servicios básicos sanitarios. Producto de la falta de servicios básicos, los pobladores de las villas se encuentran expuestos permanentemente a un elevado riesgo sanitario y ambiental, constatable con la reducción de la esperanza de vida de 10 años en promedio y la duplicación de la mortalidad infantil respecto a los barrios urbanizados con servicios formales.

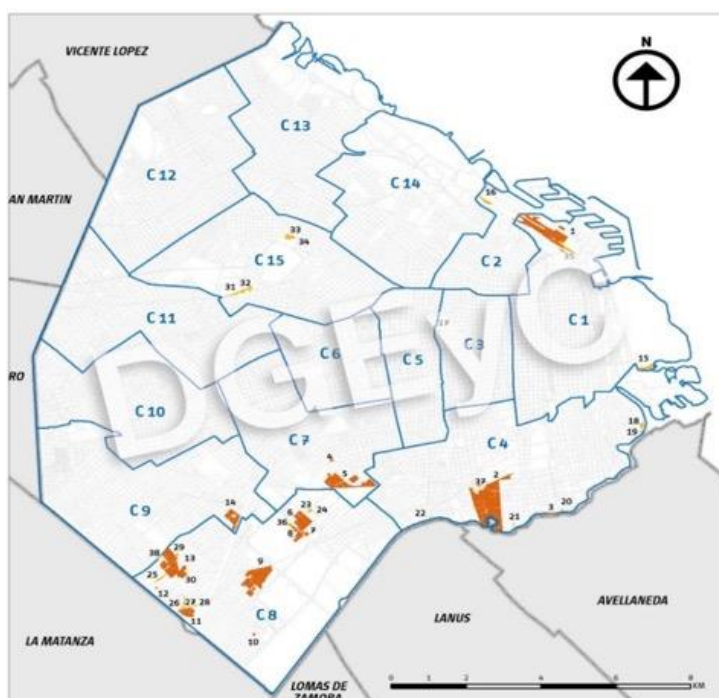
## OBJETIVOS

Los objetivos del presente trabajo son, a partir de la comparación de indicadores sociodemográficos georreferenciados y de la sistematización de las diferentes intervenciones sanitarias llevadas a cabo en barrios populares de la Ciudad de Buenos Aires por la Cátedra de Ingeniería Comunitaria de la Facultad de Ingeniería de la UBA, visibilizar los impactos de la desigualdad en el

acceso al agua potable, el saneamiento cloacal y la higiene. Y, como consecuencia del análisis de los resultados obtenidos, plantear un conjunto de acciones de corto plazo para mitigar el riesgo sanitario al que se encuentran expuestos los habitantes de los barrios populares.

## COMPARACIÓN DE INDICADORES SOCIODEMOGRÁFICOS

La administración territorial de la Ciudad de Buenos Aires se organiza según 15 comunas. La mayoría de los barrios populares se localizan en el sur de la Ciudad, en las Comunas 4 y 8. Se estima que en estas Comunas un tercio de su población habita en un barrio popular sin acceso formal a los servicios sanitarios.

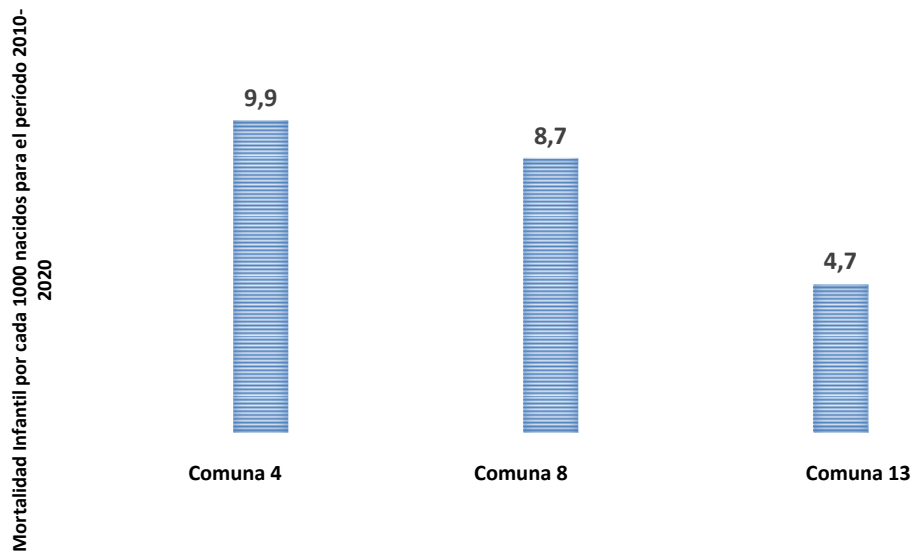


**Figura 1.-** Localización por Comunas de los barrios populares (villas, asentamientos, núcleos habitacionales transitorios) de la Ciudad de Buenos Aires

A continuación, se compara el promedio para el período 2010-2020 de la tasa de mortalidad infantil (por cada mil nacidos vivos) de las Comunas 4, 8 y 13 utilizando la información de la Dirección General de Estadística y Censos del Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires.



**MORTALIDAD INFANTIL EN LAS COMUNAS 4, 8 Y 13 DE LA CIUDAD DE BUENOS AIRES**

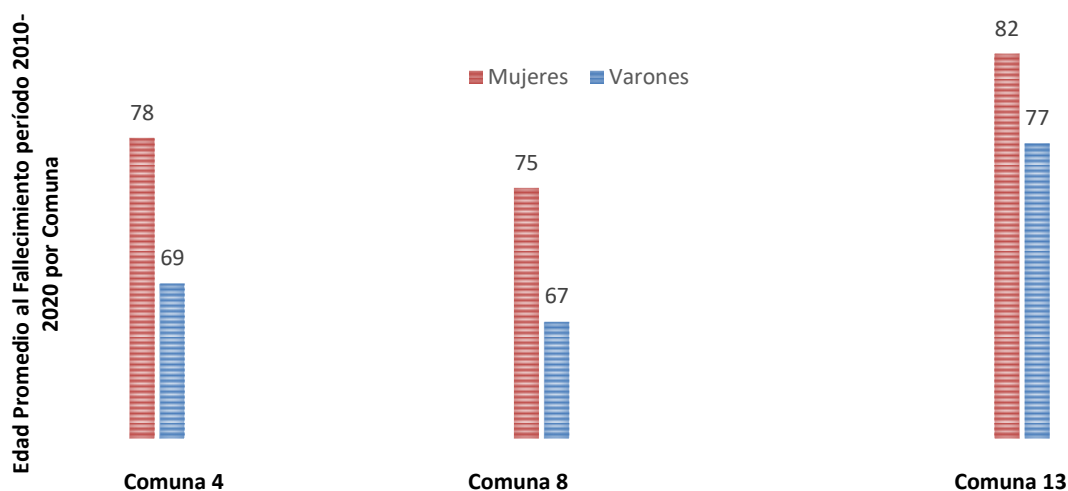


**Figura 2.-** Mortalidad infantil por cada 1000 nacidos para el período 2010-2020 en las Comunas 4, 8 y 13. Fuente: Dirección General de Estadística y Censo de la Ciudad de Buenos Aires y el Instituto de Vivienda de la Ciudad de Buenos Aires. Elaboración Propia.

El promedio del registro histórico 2010-2020 evidencia que la mortalidad infantil en las Comunas 4 y 8, donde el 30% de sus habitantes no acceden formalmente a los servicios sanitarios, duplica el valor de la mortalidad infantil en la Comuna 13, donde el acceso a los servicios sanitarios alcanza al 100% de su población.

A continuación, se compara la edad promedio de fallecimiento para el período 2010-2020 de las Comunas 4, 8 y 13 utilizando la información de la Dirección General de Estadística y Censos del Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires.

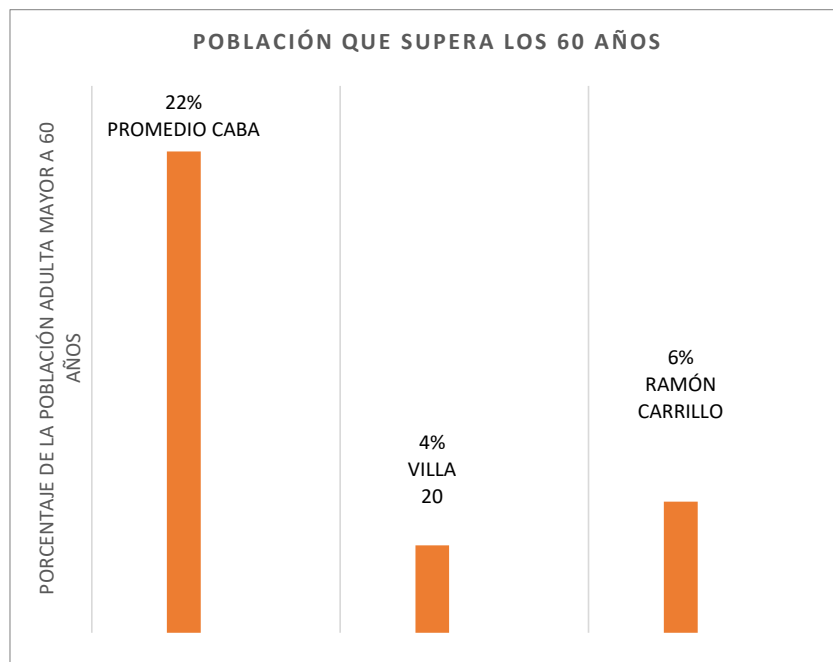
**ESPERANZA DE VIDA POR COMUNAS**



**Figura 3.-** Edad promedio al fallecimiento para el período 2010-2020 en las Comunas 4, 8 y 13. Fuente: Dirección General de Estadística y Censo de la Ciudad de Buenos Aires y el Instituto de Vivienda de la Ciudad de Buenos Aires. Elaboración Propia.

El promedio del registro histórico 2010-2020, evidencia que la esperanza de vida en la Comuna 8 se reduce hasta 10 años cuando la comparamos con la Comuna 13 en el caso de los varones. En el caso de las mujeres, la esperanza de vida en la Comuna 8 respecto a la Comuna 13 se reduce 7 años.

El gráfico presentado a continuación permite comparar el porcentaje de la población adulta mayor a 60 años en los barrios populares Villa 20 y Ramón Carrillo con el promedio de la Ciudad de Buenos Aires. Mientras en promedio el 22% de la población de Buenos Aires supera los 60 años, en Villa 20 y Ramón Carrillo este porcentaje sólo alcanza respectivamente al 4% y al 6% de sus habitantes.



**Figura 4.-** Porcentaje de la población adulta mayor a 60 años promedio en la Ciudad de Buenos Aires y en los barrios populares Villa 20 y Ramón Carrillo. Fuente: Dirección General de Estadística y Censo de la Ciudad de Buenos Aires y el Instituto de Vivienda de la Ciudad de Buenos Aires. Elaboración Propia.

## METODOLOGÍA

Los relevamientos realizados por la Cátedra de Ingeniería Comunitaria de la UBA adoptaron idénticos criterios metodológicos e incluyeron barrios con diferentes tramas urbanas, tamaños, cantidad de habitantes, antigüedad y niveles de intervención institucional en relación con el servicio sanitario. La metodología de intervención consistió en la realización de asambleas periódicas con los vecinos y referentes comunitarios del barrio, relevamiento físico de la infraestructura sanitaria, caracterización del acceso a los servicios sanitarios mediante encuestas socio-sanitarias, determinación de la calidad del agua de consumo mediante análisis físico-químicos y bacteriológicos y determinación de los niveles de presión en las redes informales de los barrios populares.

La encuesta socio-sanitaria utilizada permitió obtener información sobre las características y las distintas formas de acceso al agua de consumo, la higiene y al saneamiento cloacal por parte de las familias que habitan en barrios populares. Para ello, las dimensiones centrales que aborda la encuesta son el aprovisionamiento de agua de consumo, el acceso al saneamiento cloacal, la caracterización de los sistemas de desagües pluviales y problemas de salud vinculados al agua. La

encuesta adopta como unidad de relevamiento la vivienda familiar y sus principales ventajas es que puede realizarse en poco tiempo (aprox. 20'), que las preguntas que contiene son cerradas y simples, es anónima, corta y específica, lo que genera buena predisposición por parte de las familias a contestarla. El alcance del relevamiento fue definido en el 10% (+2%) de las viviendas de cada manzana del barrio. Para definir la totalidad de viviendas por manzana en los diferentes barrios populares relevados, y luego estimar el 10% que debe relevarse, se utilizó información de censos oficiales. En aquellos barrios que no contaban con información oficial respecto a la cantidad de viviendas, se realizó un relevamiento visual de las mismas por manzana. Las encuestas fueron cargadas a una planilla de cálculo Excel especialmente diseñada, a partir de la cual se elaboró un conjunto de indicadores sanitarios.

Los barrios populares relevados por la Cátedra de Ingeniería Comunitaria de la Universidad de Buenos Aires fueron los barrios 21-24, Inta, Scapino y Carlos Mugica. A continuación, se presenta una breve síntesis de cada uno de ellos.

- El Barrio 21-24 es un barrio centenario de la Ciudad de Buenos Aires ubicado en la Comuna 4. Se estima que habitan más de 60.000 personas según información oficial. El relevamiento se desarrolló entre enero y junio del 2019 y fue llevado a cabo por la Cátedra de Ingeniería Comunitaria de la Universidad de Buenos Aires, integrantes de la Junta Vecinal y referentes y miembros de organizaciones sociales y territoriales del barrio. El relevamiento abarcó aproximadamente el 10% de las viviendas del barrio, totalizando 665 viviendas relevadas tomando como base el Censo 2012 realizado por el Instituto de Vivienda de la Ciudad (IVC) en el barrio.
- El Barrio Scapino se encuentra ubicado en la Comuna 8, al sur de la Ciudad de Buenos Aires, tiene su origen en el año 2008 y actualmente tiene una población estimada en 3.000 habitantes distribuidos en 4 manzanas. El relevamiento se desarrolló durante el período marzo 2019-octubre 2019 y fue llevado a cabo por la Cátedra de Ingeniería Comunitaria de la Universidad de Buenos Aires junto a referentes barriales. Este relevamiento abarcó aproximadamente el 10% de las viviendas del barrio, totalizando 45 viviendas relevadas tomando como base un relevamiento ocular ya que el barrio no cuenta con Censos oficiales.
- El barrio Carlos Mugica, ex Villa 31 y 31 bis, es un barrio emblemático de la Ciudad de Buenos Aires con casi un siglo de historia ubicado en la Comuna 1. Según el empadronamiento realizado por el Gobierno de la Ciudad durante los años 2016 y 2017 la población estimada es de 40.203 habitantes. El relevamiento se desarrolló durante el período noviembre 2019-febrero 2020 y fue llevado a cabo por la Cátedra de Ingeniería Comunitaria junto a la comunidad del barrio, en el marco del Seminario sobre Servicios Públicos y Barrios Populares dictado durante el segundo cuatrimestre del 2019 por la Cátedra en la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Buenos Aires. El relevamiento se realizó en el sector denominado Güemes del barrio Carlos Mugica. Se relevaron el 10 % de las viviendas de las manzanas 1, 6 y 17, totalizando 21 viviendas relevadas. La cantidad de viviendas por manzanas fue estimada a partir de la información oficial y cotejada mediante una inspección ocular.
- El barrio Inta, ex Villa 19, se encuentra en la Comuna 8, al sur de la Ciudad de Buenos Aires, entre la Avenida General Paz, la Avenida Luis J. Dellepiane, las vías del Ferrocarril General Belgrano y el predio donde funcionó la fábrica textil Inta-Arciel (Avenida Luis Piedrabuena). Sus orígenes se remontan a 1940. En el año 2009 su población fue estimada en 3800

habitantes. El barrio se desarrolla según 7 manzanas. El relevamiento se desarrolló durante el período noviembre 2019-diciembre 2019 y fue llevado a cabo por la Cátedra de Ingeniería Comunitaria junto a la comunidad del barrio, en el marco del Seminario sobre Servicios Públicos y Barrios Populares dictado durante el segundo cuatrimestre del 2019 por la Cátedra en la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Buenos Aires. Se relevaron el 10 % de las viviendas de las manzanas 1 y 2, totalizando 21 viviendas relevadas. La cantidad de viviendas por manzanas fue estimada a partir una inspección ocular.

La información relevada y sistematizada se complementó con diferentes censos y relevamientos realizados por organismos gubernamentales que permitieron completar el diagnóstico en relación con el acceso al agua potable, el saneamiento cloacal y la higiene.

- El Informe “Análisis Ambiental y Social” elaborado con financiamiento del BID (2016-2017), identifica en el barrio Carlos Mugica (ex Villa 31-31bis) que el 26% de los hogares no posee baño de uso exclusivo dentro de la vivienda y un 43% no tiene cocina exclusiva.
- El Censo de Villa 20 realizado en el 2016 por el Instituto de Vivienda de la Ciudad (IVC) identifica 4559 viviendas, de las cuales el 6% no poseen canilla en el interior.

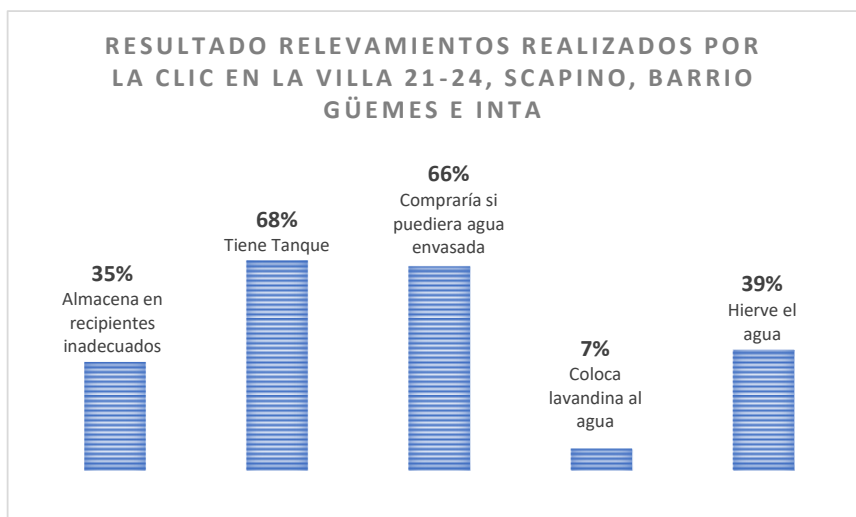
RELEVAMIENTO SANITARIO DE BARRIOS POPULARES	
<b>CLIC</b>	Calle/Manzana Nº _____ Casa Nº _____ Encuesta Nº _____
a) Familia: _____	
b) Cantidad de integrantes de la familia: _____ c) Cantidad de integrantes menores de 18 años: _____	
1. menores de 1 año _____ 2. de 1 a 5 años _____ 3. de 5 a 10 años _____ 4. de 10 a 18 años _____	
c) Algún miembro de la familia concurre a un comedor comunitario SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/>	
<b>AGUA POTABLE</b>	
a) Para abastecerse de agua todos los días utiliza:	
1. La red vecinal: <input type="checkbox"/> 2. Camión Cisterna: <input type="checkbox"/> 3. Agua Envasada: <input type="checkbox"/> 5. Desconoce: <input type="checkbox"/>	
En caso que algún organismo de gobierno le entregue agua en Camión Cisterna o envasada:	
La entrega es diaria <input type="checkbox"/> La entrega es semanal <input type="checkbox"/> La entrega es esporádica <input type="checkbox"/>	
El agua que le entregan es suficiente para el consumo de la familia, para cocinar, higienizarse e higienizar la vivienda SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/>	
Los días y horarios de entrega fueron acordados con la familia SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/>	
En caso de contestar SI, los días y horario de entrega son respetados SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/>	
b) ¿Tienen agua dentro de la vivienda? SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/> En caso de NO, aclarar:	
1. Canilla en el pasillo/patio <input type="checkbox"/> 2. Pide a vecinos <input type="checkbox"/> 3. Utiliza una canilla comunitaria <input type="checkbox"/> 4. Otro <input type="checkbox"/>	
c) ¿Sale agua abundante y con fuerza de las canillas todo el tiempo? SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/> En caso de NO	
1. Usa motor: SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/> 2. Junta en recipientes SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/> 3. Tiene tanque: SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/>	
d) Para tomar: 1. Compra agua mineral: SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/> cuando puede <input type="checkbox"/> SI NO puede comprar	
1. Hierve el agua SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/> 2. Le agrega lavandina SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/> 3. Hace otra cosa SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/>	
e) 1. Utiliza filtro: SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/> 2. Alquila dispenser de agua SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/>	
f) Color del agua: transparente _____ turbia _____ 1. A veces _____ 2. Siempre _____	
g) Sabor del agua SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/> A veces _____ 2. Siempre _____ lavandina/podrido/metálico/tierra _____	
h) Olor del agua SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/> 1. A veces _____ 2. Siempre _____ lavandina/plástico/podrido/fecal _____	
i) Observó en el agua partículas, gusanitos o bichos SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/> 1. A veces _____ 2. Siempre _____	
j) Algún organismo de gobierno controla la calidad del agua que consume su familia SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/>	
<b>CLOACAS</b>	
a) Sistema de recolección de líquidos cloacales:	
1. Red vecinal <input type="checkbox"/> 2. Pozo ciego <input type="checkbox"/> 3. Otro <input type="checkbox"/> 4. Desconoce <input type="checkbox"/>	
b) ¿Desbordan las cámaras o los pozos? SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/> En caso de SI, indique la frecuencia:	
1. Todos los días <input type="checkbox"/> 2. Algunas veces a la semana <input type="checkbox"/> 3. Algunas veces al mes <input type="checkbox"/> 4. Cuando llueve <input type="checkbox"/>	
c) ¿Recibe ayuda de algún organismo de gobierno para desagotar/desobstruir el sistema?:	
SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/> En caso de SI, aclare:	
El organismo acude inmediatamente SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/>	

DESAGÜES PLUVIALES	
a) ¿Ocurren inundaciones en su cuadra? SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/> En caso de SI, aclarar:	
1. Frecuencia: Cada vez que llueve <input type="checkbox"/> Indique cuan <input type="checkbox"/> veces al año _____	
b) ¿Ocurren inundaciones en su vivienda? SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/> En caso de SI, aclarar:	
1. Frecuencia: Cada vez que llueve <input type="checkbox"/> Indique cuantas veces al año _____	
c) ¿Tiene filtraciones en su vivienda cuando llueve? SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/>	
c) ¿Algún organismo le informó que debían hacer en caso de que ingrese agua a su vivienda? SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/> En caso de SI, recuerda que organismo _____	
SALUD EN LA FAMILIA	
a) Problemas de salud frecuentes en la familia vinculados a la situación sanitaria: Diarrea – Parásitos – Plomo en sangre – Vómitos – Hepatitis –Manchas, granitos o sarpullido en la piel - Forúnculos – Infecciones en los Ojos –Dengue–Problemas respiratorios Otros: _____	
b) En caso de diarrea o vómitos: 1. Espera que se le pase <input type="checkbox"/> 2. Concorre a un Centro de Salud <input type="checkbox"/>	
c) Hay demora de más de un mes para conseguir turno en los centros de salud SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/>	
d) Su familia cuenta con un médico de cabecera SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/>	
VIVIENDA	
a) ¿Cuenta con tablero eléctrico dentro de su vivienda? SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/> NO SABE <input type="checkbox"/>	
b) Los cables de su vivienda se encuentran sueltos SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/>	
c) ¿Cuenta con matafuego dentro de la vivienda? SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/>	
d) ¿Cuenta con luces de emergencia dentro de la vivienda? SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/>	
e) ¿Su vivienda tiene rajaduras? SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/>	
f) ¿Alguna vez se incendió su vivienda? SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/> En caso de SI indique cuantas veces _____	
g) ¿Hay filtraciones de agua en su vivienda? SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/>	
i) ¿Tiene pozo ciego dentro de su vivienda? SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/>	
En caso de SI: Se encuentra en el patio <input type="checkbox"/> En el interior de la vivienda <input type="checkbox"/>	
Con que frecuencia lo vacía <input type="checkbox"/> una vez al mes <input type="checkbox"/> cada 3 meses <input type="checkbox"/> cada 6 meses <input type="checkbox"/> otra	
Contacto Encuestado: Nombre _____ Tel/FB: _____	
Encuestador: _____ Fecha ___/___/___	

Figura 5.- Encuesta socio-sanitaria elaborada

## RESULTADOS

A partir de la sistematización y el análisis de los resultados obtenidos es posible concluir que las familias no confían en el agua que consumen, y esto se evidencia en que el 66% de las viviendas relevadas refieren comprar agua envasada o que comprarían si tuvieran ingresos suficientes. Por otro lado, se observa que las familias no cuentan con adecuada información que les brinde pautas claras de manejo y alerta frente a eventuales alteraciones de las propiedades organolépticas del agua. Mientras un 39% de las viviendas relevadas refiere que hierve el agua frente a alteraciones del color, olor o sabor, sólo el 7% ha incorporado pautas de desinfección. Los resultados son consistentes en relación con las restricciones al acceso al agua potable, por un lado, mientras el 68% de las viviendas refiere tener tanque de almacenamiento, el 35% refiere almacenar el agua de consumo en recipientes inadecuados como baldes, tachos y cacerolas.



**Figura 6.** Resultado de los relevamientos realizados en diferentes barrios populares de la Ciudad de Buenos Aires. Elaboración Propia.

## CONCLUSIONES

El análisis comparativo de los indicadores sociodemográficos analizados, mortalidad infantil y esperanza de vida, evidencian las consecuencias de la desigualdad territorial en relación con el acceso al agua potable, la higiene y el saneamiento cloacal. En las comunas donde el 30% de sus habitantes no acceden formalmente a los servicios sanitarios, las Comunas 4 y 8, la mortalidad infantil se duplica y la esperanza de vida se reduce en hasta 10 años respecto a la Comuna 13, donde la totalidad de sus habitantes acceden a estos servicios.

Los resultados de los relevamientos realizados ponen en evidencia el enorme déficit que existe respecto a la infraestructura intradomiciliaria y permite estimar que en la Ciudad de Buenos Aires 140 mil personas almacenan precariamente agua en baldes y tachos. También evidencia, que las familias no cuentan con pautas claras y alertas respecto a cómo actuar frente a posibles alteraciones del agua. Y dado que ningún organismo de gobierno controla la calidad del agua en los barrios populares, las familias no confían en el agua que consumen.

A partir del análisis de los resultados obtenidos, las acciones de corto plazo propuestas se detallan a continuación:

- **ENTREGA DE TANQUES DE AGUA POTABLE DOMICILIARIOS.** La entrega de agua a granel tiene sentido sólo si los hogares cuentan con sistemas seguros donde almacenar el agua que se entrega. El almacenamiento inadecuado pone en riesgo la calidad del agua y no permite almacenar el volumen diario de agua necesaria para garantizar todos los usos.
- **LA IMPLEMENTACIÓN DE UN PROGRAMA DE CONSTRUCCIÓN DE NÚCLEOS HÚMEDOS** para viviendas de barrios populares.
- **MONITOREO DE LA CALIDAD Y LA PRESIÓN DEL AGUA DE CONSUMO.** Diseñar e Implementar hasta tanto el servicio sanitario sea operado formalmente, un sistema de monitoreo de la calidad, presión y continuidad del agua de consumo en los barrios populares.

- LA ELABORACIÓN DE UN PROTOCOLO DE ACTUACIÓN frente a eventuales alteraciones de las propiedades organolépticas del agua de consumo para que las familias cuenten con pautas claras de manejo.

Un desafío inexorable al que nos enfrenta la pandemia es el de garantizar el acceso real y en igualdad de condiciones al agua potable, el saneamiento cloacal y a la higiene. El derecho a la higiene implica que cada hogar cuente con una cocina donde manipular y elaborar adecuadamente los alimentos, un tanque de agua donde almacenar de manera segura el agua necesaria para satisfacer todos los usos y un baño completo. Los núcleos húmedos de las viviendas son los locales con más falencias debido al elevado costo constructivo, a la complejidad técnica de la instalación de artefactos e infraestructura y la especificidad de mano de obra que requiere.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

**Koutsovitis, M., Goyeneche, Matías.** (2021). “Repensar el paradigma de la infraestructura hidráulica en el contexto del covid-19, desde una perspectiva integral, comunitaria y de género”. XXIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Acapulco, México.

**Koutsovitis, M., Goyeneche, Matías.** (2019). “Propuesta metodológica y elaboración de índices de riesgo de servicios públicos en un barrio popular de la ciudad de Buenos Aires”. Aqua-LAC Volumen 11(2), 97-110. doi: 10.29104/phi-aqualac/2019-v11-2-09. Programa Hidrológico Internacional, UNESCO.

**Koutsovitis, M., Goyeneche, Matías.** (2018). “Autogestión de obras de infraestructura sanitaria en barrios populares como estrategia de inclusión”. XXVIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Buenos Aires, Argentina.

**Koutsovitis, M., Goyeneche, Matías.** (2017). “Technical and Standards Proposals for the Regularization of Sanitation Infrastructure in (Re)Urbanization Processes in Buenos Aires City”. X Congreso Paraguayo de Ingeniería Sanitaria y Ambiental organizado por la Asociación Interamericana de Ingeniería Sanitaria y Ambiental. Asunción, Paraguay.

**Koutsovitis, M.E. y Baldivezo, J.** (2015). “Los servicios públicos de saneamiento básico en los barrios informales: 300.000 habitantes de la Ciudad de Buenos Aires condenados a vivir en emergencia sanitaria”. Voces en el Fénix N° 47. Pp.136-143. Buenos Aires, Argentina.

**Ruth Kennedy-Walker, Nishtha Mehta, Seema Thomas, and Martin Gambrill.** (2020) “Connecting the Unconnected. Approaches for Getting Households to Connect to Sewerage Networks”. World Bank Group. Washington, DC, Estados Unidos.

**Rojas, Rodolfo.** (2017). “Estado de Situación de los Servicios de Agua y Saneamiento en Barrios Populares”. International Water Association Water and Development Congress & Exhibition. Buenos Aires, Argentina.

Programa de las Naciones Unidas para los Asentamientos Humanos (ONU-Habitat) (2014). *Planeamiento Urbano para Autoridades Locales*, Nairobi, Kenia.

“De Estructuras a Servicios. El camino a una mejor infraestructura en América Latina y el Caribe”. (2020) Editado por Eduardo Cavallo, Andrew Powell, Tomás Serebrisky. Banco Interamericano de Desarrollo.

## EXPERIENCIAS EN EL COMPORTAMIENTO DE LAS OBRAS DE MITIGACION DE RIESGO EN VARGAS - VENEZUELA 20 AÑOS DESPUÉS

Ing. Gian Franco Morassutti F.

Venezuela - gfmorassutti@gmail.com

### RESUMEN:

Los flujos torrenciales catastróficos ocurridos el 15 y 16 de diciembre de 1999, en el Estado Vargas en Venezuela, generaron lo que puede ser catalogado como el desastre más importante del siglo XX en este país. Considerando el alto volumen de sedimentos y de bloques de rocas transportados, el evento de 1999 ha sido clasificado como el flujo torrencial más grande inducido por lluvias entre todos aquellos que han sido documentados a nivel mundial. Posteriormente, en febrero de 2005 ocurrió una nueva crecida de características extraordinarias, así como en diciembre de 2010 y la última registrada fue en septiembre de 2021.

El presente trabajo tiene la finalidad de dar a conocer el desarrollo de algunas de las obras de mitigación de riesgo para el control del arrastre de sedimentos y flujo de lodos y piedras construidas por Corpovargas en gaviones, concreto o en roca cementada durante el período entre el año 2.001 y el año 2.008, período en el que el autor tuvo la oportunidad de trabajar como Asesor, Proyectista, Supervisor e Inspector de Obras.

La mayoría de las obras proyectadas y construidas han tenido un comportamiento satisfactorio, sin embargo, hay otras obras que, debido a la incompleta ejecución de algunas obras, así como a la falta de mantenimiento, son causas que pueden tener consecuencias en la garantía de su comportamiento antes nuevos y futuros eventos.

### ABSTRACT:

The catastrophic torrential flows that occurred on December 15 and 16, 1999, in the Vargas State in Venezuela, generated what can be classified as the most important disaster of the 20th century in this country. Considering the high volume of sediments and blocks of rocks transported, the 1999 event has been classified as the largest torrential flow induced by rainfall among all those that have been documented worldwide. Subsequently, in February 2005 a new flood of extraordinary characteristics occurred, as well as in December 2010 and the last recorded was in September 2019.

The present work has the purpose of making known the development of some of the risk minimization works for the control of sediment drag and flow of mud and stones built by Corpovargas in gabions, concrete or cemented rock during the period between the year 2001 and 2008, period in which the author had the opportunity to work as an Advisor, Designer, Supervisor and Works Inspector.

Most of the projected and built works have had a satisfactory behavior, however there are other works that, due to lack of maintenance, may have consequences in the guarantee of their behavior before new and future events.

**PALABRAS CLAVES:** Flujo de lodos (Mudflow), Dique de Retención, gaviones, concreto, roca cementada.



## INTRODUCCIÓN

En vista de los continuos y extremos eventos meteorológicos que han venido ocurriendo a nivel mundial, teniendo como característica importante las altas precipitaciones, así como la ocurrencia de flujo de lodos y piedras que ha traído como consecuencia la desestabilización geomorfológica de los cauces y de los taludes de las vertientes de las cuencas hidrográficas, y en general han generado afectaciones a las zonas urbanas ubicadas aguas abajo, la finalidad de este trabajo es dar a conocer el comportamiento de algunas estructuras de mitigación de riesgo construidas por Corpovargas (Corporación para la Recuperación y Desarrollo del Estado Vargas) entre los años 2001 y 2008 en el Estado Vargas, así como exponer una evaluación del comportamiento de las obras proyectadas y construidas, de manera que sirva como referencia y de experiencia para eventuales controles de torrentes en otras áreas geográficas.

Entre 2001 y 2008 se construyeron en el Estado Vargas en Venezuela, un total de 63 presas de control de sedimentos y 18 canalizaciones, distribuidas en 25 cuencas (López, 2021).

En el año 2000, en la Autoridad Única de Vargas, se plantearon una serie de criterios de diseño que luego fueron revisados y replanteados en el año 2002 por Corpovargas (Morassutti, 2002). Entre los criterios de diseño planteados se puede inferir que dos de ellos son los más resaltantes y son los que se refieren a la forma de sistematizar el control de torrentes en las cuencas del Estado Vargas.

Una de las premisas se refiere a que: “La estabilidad de los cauces en la cuenca media y alta, deberá contemplar presas abiertas de retención de sedimentos de gran tamaño ( $D_m > 0,80$  m) y presas de retención de sedimentos finos”.

La segunda premisa se refiere a que las presas de retención deberían ser, en la medida de posible, diseñadas y construidas con gaviones, con la finalidad de optimizar los costos basada en la existencia de abundante material pétreo en los cauces y especialmente adecuado para la construcción de estructuras en gaviones. y así generar una importante demanda de mano de obra no calificada,

La retención de materiales finos se resalta debido al hecho de que todas las cuencas se encontraban desestabilizadas desde el punto de vista geomorfológico y muy frágiles y susceptibles a la erosión y arrastre de sedimentos finos ante la ocurrencia de escurrimientos generados por tormentas de baja o mediana intensidad que podrían originar la colmatación de los cauces en el tramo de su descarga al mar, y el consecuente desborde sobre los desarrollos urbanos ubicados en las márgenes adyacentes, así como el atarquinamiento de los puentes de la única vía de comunicación con que cuenta el Estado Vargas.

Estas premisas fueron corroboradas con el Evento de febrero de 2005, en donde se pudo verificar que en aquellas cuencas que se había logrado construir al menos una presa de retención de finos, las afectaciones de las zonas urbanas ubicadas aguas abajo fueron mínimas, mientras que en aquellas cuencas que no se habían intervenido las afectaciones fueron importantes. (López, 2021).

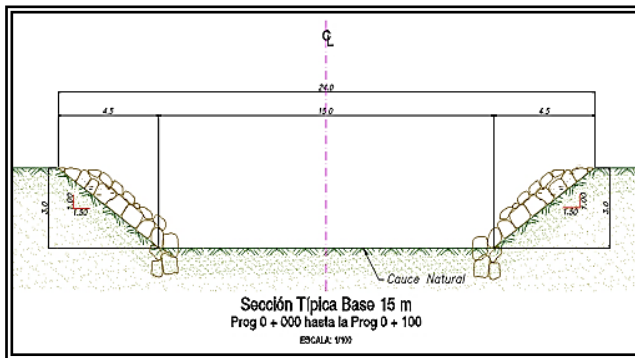
## EVOLUCIÓN DE LAS OBRAS

Sobre la base de las visitas realizadas a través de los años, luego de su construcción, en general las presas cerradas han logrado mantener la capacidad hidráulica de las canalizaciones y proteger las zonas urbanas adyacentes. Sin embargo, aquellas obras que no fueron concluidas de manera integral, han sufrido importantes afectaciones como es el caso del Río Cerro Grande.

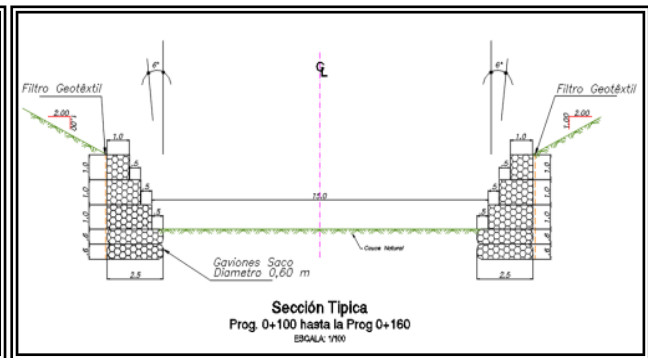
Se considera que el problema principal observado es que no se han realizado trabajos de mantenimiento a las presas para desazolvarlas, así como tampoco a las canalizaciones para mantenerlas libres de vegetación que disminuyen la capacidad hidráulica de las mismas y propician la retención de sedimentos.

## PROYECTO Y OBRAS CONSTRUIDAS EN EL RIO MACUTO

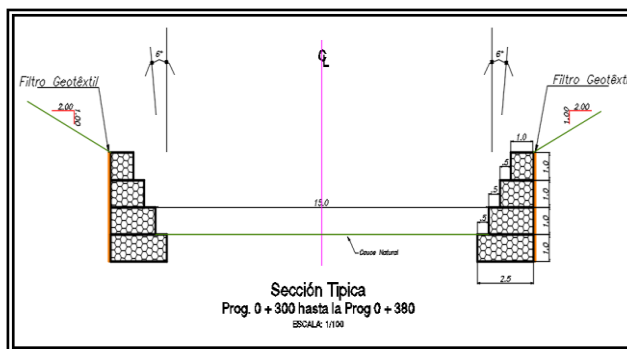
Para el año 2002, en el Río Macuto se construyó una presa del tipo cerrado de gaviones, mientras que el canal se diseñó y construyó con fondo móvil con traviesas y protección de gaviones en las márgenes, en donde el primer tramo en la descarga al mar fue construido con enrocado que conecta con los espigones, desde este enrocado la canalización hasta el Puente de la Av. La Playa, la canalización es de sección rectangular de 20 metros de ancho y tres metros de altura construida con muros de gaviones, mientras que el segundo tramo que se alinea entre el puente antes mencionado y la Presa Macuto 3.-, es de sección trapecial de 10 metros de ancho y taludes 1,5 H:1V, con protección con colchoneta de gaviones hasta una altura de 3 metros.



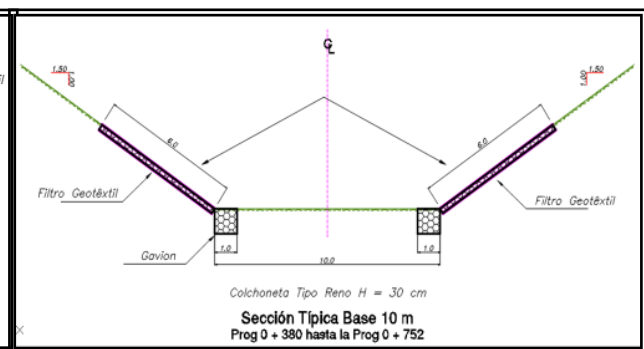
**Figura 1.-** Sección típica de la canalización con enrocado en la descarga al mar.



**Figura 2.-** Sección típica de la canalización con muros de gaviones apoyados en gaviones saco cerca de la descarga al mar.



**Figura 3.-** Sección típica de la canalización con muros de gaviones apoyados directamente sobre el terreno.



**Figura 4.-** Sección típica de la canalización con revestimiento con colchón tipo reno® apoyado en un gavión longitudinal.



**Figura 5.-** Vista de la Presa Macuto 3.- al terminar su construcción. (2002)



**Figura 6.-** Vista de la canalización y de la presa de retención. (Noviembre 2004)

Durante el evento del febrero del 2005, la Presa se sedimentó totalmente con materiales de arenas finas y gruesas. Las rocas arrastradas por la crecida impactaron en los escalones ubicados aguas abajo del vertedero del dique principal, los cuales sufrieron un importante deterioro por el impacto de las rocas que cayeron desde el vertedero, llegando a demoler dicha protección, así como a deteriorar algunas mallas de gavión del paramento aguas abajo de la presa.

Es preciso destacar que la protección de concreto tiene la función de proteger las mallas contra el impacto de las rocas, por lo que se puede inferir que cumplió su objetivo parcialmente. Por otra parte, el vertedero del dique y del contradique sufrieron una leve abrasión por el paso del flujo de agua con arena y piedras, sin embargo, fue un deterioro sin importancia.

Luego del evento de febrero de 2005, Corpovargas planificó y realizó trabajos de reparación de los escalones aguas abajo de la Presa Macuto 3.-, los cuales se realizaron en el año 2006.



**Figura 7.-** Vista de los deterioros en el paramento aguas abajo de la presa. (Marzo 2005).

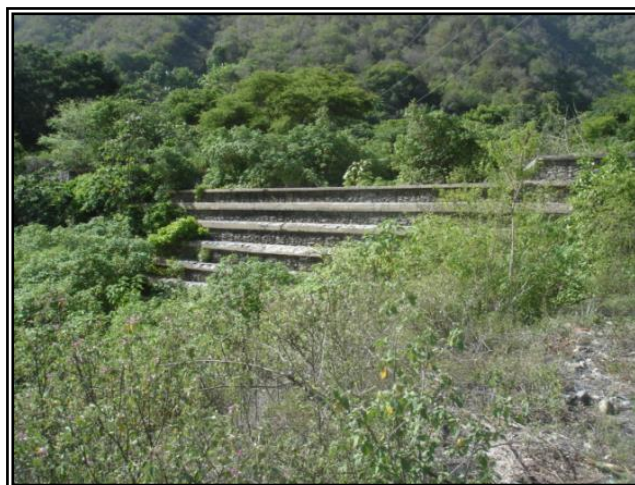


**Figura 8.-** Vista de las reparaciones realizadas a las cestas y la protección de concreto del paramento aguas abajo de la presa. (Octubre 2006).

En julio de 2.019 se realizó una visita al Rio Macuto con la finalidad de poder observar el estado actual de las estructuras. Sobre la base de lo observado, se puede inferir que la vegetación había ocupado prácticamente la totalidad de la canalización y de la Presa Macuto 3.-. Esto refleja una absoluta falta de mantenimiento y el abandono de las estructuras existentes, que en el caso de la

canalización preocupa la ocupación de la vegetación (Ver Figura 9.-; 10.- 11.-) pues disminuye notablemente su capacidad hidráulica.

**Figura 9.-** Vista de la Presa Macuto 3.- Obsérvese que el vaso de la presa ya cuenta con vegetación arbórea de unos 5 metros en promedio, que en el caso de una crecida podría ser arrastrados hacia la canalización disminuyendo su capacidad hidráulica e inclusive atarquinar el Puente de la Av. La Playa. (Julio 2019) (Foto cortesía Ing. José Marañón).



**Figura 10.-** Vista de la canalización desde el puente de la Av. La Playa hacia la descarga al mar. (Noviembre 2004).



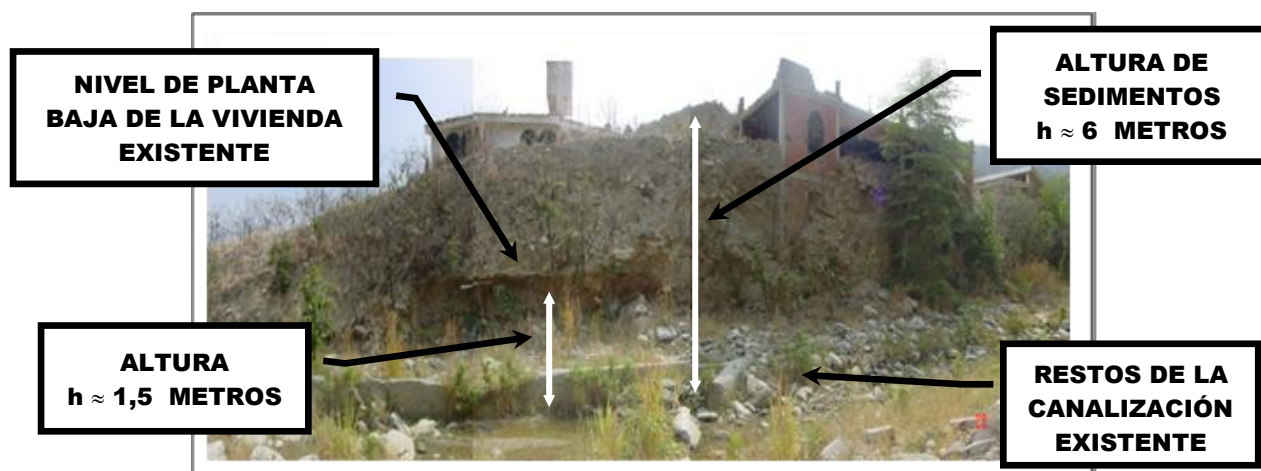
**Figura 11.-** Vista de la canalización desde el puente de la Av. La Playa hacia la descarga al mar. Obsérvese la vegetación de arbustos medianos que ocupa el cauce de la canalización. (Julio 2019) (Foto cortesía Ing. José Marañón)

**Finalmente, uno de los aspectos mas resaltantes es que a pesar de la falta de mantenimiento y de los diversos eventos de escurrimiento ocurridos, las estructuras de gaviones están en perfecto estado.**

## PROYECTO Y OBRAS CONSTRUIDAS EN EL RIO CERRO GRANDE

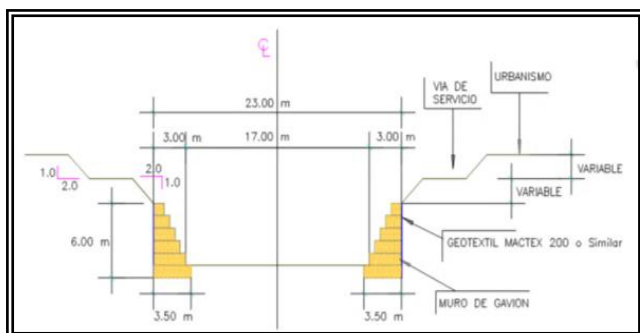
A juicio del autor del presente artículo, el Proyecto de Control de Erosión de la Cuenca del Rio Cerro Grande, fue uno de los proyectos más emblemáticos realizados en Corpovargas. El término emblemático se establece en el sentido de que además de todos los esfuerzos desde el punto de vista técnico que se realizaron para la elaboración del proyecto, hubo un componente social relevante, el cual fue una importante relación con los antiguos habitantes de la Urbanización Cerro Grande, cuyas viviendas quedaron completamente sepultadas por el deslave de diciembre de 1999.

En la Figura 12.- que se muestra a continuación, se puede visualizar la magnitud de la sedimentación ocurrida generada por el deslave de diciembre de 1999.

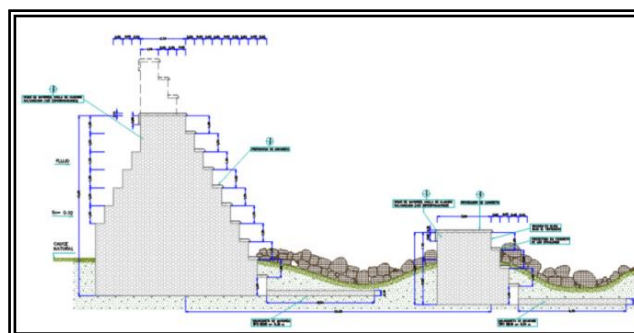


**Figura 12.-** Vista desde el cauce del río que visualiza la magnitud de la sedimentación ocurrida en diciembre de 1999.

En términos generales el proyecto contempla una canalización con muros de gaviones, traviesas estratégicamente ubicadas y dos presas de retención. Ambas presas se proyectaron del tipo cerradas considerando la gran cantidad de materiales finos presentes en la cuenca.



**Figura 13.-** Sección típica de la canalización del Río Cerro Grande, entre la descargar al mar y la Presa N° 1.



**Figura 14.-** Sección típica de la Presa N° 1.- y de la Presa N° 2.-, la cual cuenta con 10 metros de altura hasta la rasante del vertedero y 3 metros de vertedero.

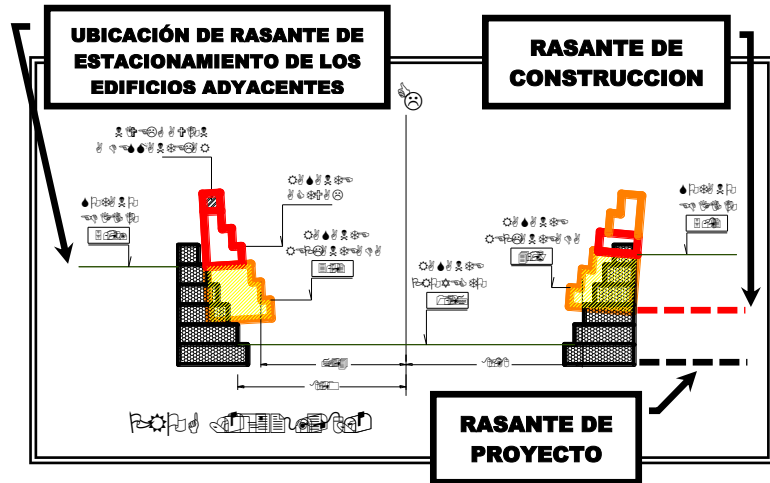
En el caso del Río Cerro Grande se debe hacer especial mención de que las obras proyectadas no fueron construidas en su totalidad, trayendo como consecuencia la afectación de varias de las obras construidas.

Desde el punto de vista de la buena práctica de la ingeniería, el tramo de canalización construido no cuenta con un alineamiento acorde con la planialtimetría propuesta en el proyecto, pues más bien el alineamiento de las cestas de gaviones es sinuoso, desde el punto de vista planimétrico, así como altimétrico, por lo que se puede inferir que ni la Empresa responsable de este tramo, así como tampoco la Inspección, estuvieron atentos al control topográfico del alineamiento de proyecto, así como tampoco a la correcta ejecución de la construcción de los muros de gaviones, lo que atenta contra el buen funcionamiento de la canalización. Pero lo más resaltante fue la desidia en el control altimétrico de los muros de gaviones en el tramo en la descarga al mar, quedando los edificios colindantes por debajo del nivel de las aguas de escorrentía.

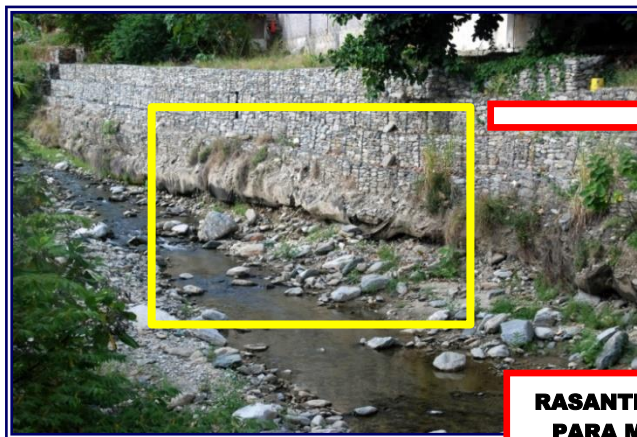


**Figura 15.-** Vista del muro de la margen izquierda hacia aguas abajo. Obsérvese el alineamiento caprichoso del muro, además de que su replanteo se encuentra por encima de la rasante propuesta en el proyecto, quedando el estacionamiento del edificio por debajo de la cota del nivel de escorrentía. También se puede observar que, al elevar la cota de replanteo, los sótanos de estacionamiento de los edificios adyacentes en este sector quedan por debajo de la cota de escorrentía de la canalización, por lo que, en el momento de la ocurrencia de eventuales crecidas, por filtración a través de los muros, estos estacionamientos podrían inundarse. (Febrero 2007).

**Figura 16.-** Análisis comparativo de superposición entre la sección de proyecto y la sección construida en la Sección Transversal Prog. 0 + 329,38.



Otro de los problemas observados, es que no hubo ni planificación, ni inspección de los trabajos, pues en el tramo de canalización aguas abajo de la Av. La Playa, no se construyeron las traviesas previstas en el proyecto, por lo que la escorrentía había generado importantes erosiones y socavaciones poniendo en peligro la estabilidad de los muros construidos.



**Figura 17.-** Vista general del muro de la margen izquierda en el tramo aguas abajo de la Av. La Playa. Obsérvese la socavación general del cauce, la cual ha puesto en descubierto la fundación del muro de gaviones.



**Figura 18.-** Vista en detalle de la Figura 60.-, en donde se identifica el nivel de rasante del cauce en el momento de la construcción, la rasante del muro de gaviones construido y la rasante del cauce para marzo 2007.

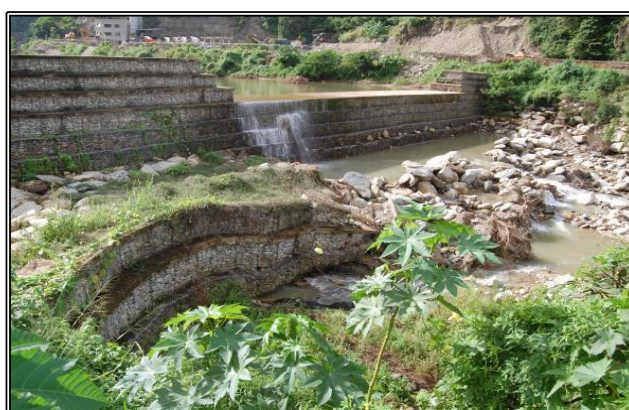
Lo anterior ha sucedido debido a que las presas cerradas construidas aguas arriba, atrapan los sólidos provenientes de la cuenca media y alta, de manera que las aguas claras, libres de sedimentos, escurren hacia aguas abajo con mayor poder erosivo, de modo que al no construirse las traviesas propuestas en el proyecto, las cuales están estratégicamente ubicadas para el control de la pendiente

longitudinal, los muros laterales de la canalización han sufrido importantes socavaciones por efecto de la erosión general del cauce, dejándolos en una inestabilidad progresiva y vulnerables ante eventuales erosiones y socavaciones, lo que conllevará al colapso de los muros de protección de las márgenes.

En el caso de la presa, a pesar del colapso del contradique, el cual se debió a una socavación al pie del mismo, pues no se colocó el enrocado de protección en la descarga del vertedero del contradique, además de que la canalización no se construyó hasta el contradique de la Presa N° 1.- como se había proyectado, en donde las traviesas de control de la pendiente longitudinal jugarían un papel importante en evitar la degradación del cauce, la erosión regresiva y la profundización del mismo, **sin embargo, la presa principal no presentaba ningún tipo de afectación, en lo que se refiere a asentamientos, así como tampoco abrasiones por efecto del eventual flujo con arenas y gravas.**



**Figura 19.-** Vista de la Presa N° 1.- Obsérvese que la presa está concluida, pero no se colocó el enrocado al pie del contradique para su protección a la socavación, así como tampoco se había construido la canalización, (Abril 2008).



**Figura 20.-** Vista general de la Presa N° 1.-. Debido a la falta de ejecución de la canalización de manera completa, obsérvese el colapso del contradique y la pérdida del enrocado, Sin embargo, la presa está en perfecto estado (Diciembre 2010).

En julio de 2019 se realizó una visita al Rio Cerro Grande con la finalidad de poder observar su situación actual. Sobre la base de lo observado, se puede inferir que la vegetación ha ocupado prácticamente la totalidad de la canalización.



**Figura 21.-** Vista hacia aguas abajo del Puente de la Av. La Playa. (Diciembre 2010). (Foto cortesía Ing. José Marañón)



**Figura 22.-** Vista hacia aguas abajo del Puente de la Av. La Playa. (Julio 2019). (Foto cortesía Ing. José Marañón)

## PROTECCION DEL FONDO DEL CAUCE Y OTRAS ESTRUCTURAS ANTE EL EFECTO ABRASIVO DEL FLUJO DE LODOS Y PIEDRAS

Otra de las experiencias interesantes es la resistencia a la abrasión del flujo de lodos y piedras que se obtiene en una canalización, así como en otras estructuras, con revestimiento de roca cementada, pues el revestimiento de concreto no tiene resistencia a la abrasión de este tipo de flujos.

La canalización de la Quebrada Guanape, construida en el año 2001, se proyectó y construyó con revestimiento de concreto. Este revestimiento fue abrazado en la primera crecida ocurrida, dejando el acero de refuerzo al descubierto y obviamente disminuyendo la vida útil de la canalización.



**Figura 23.-** Vista de la abrasión del concreto por efecto de flujo de lodos y piedras en la Canalización de la Quebrada Guanape. Obsérvese el acero de refuerzo al descubierto. (Septiembre 2006).



**Figura 24.-** Presa Abierta en Quebrada El Cojo, Estado Vargas, Venezuela. Los dientes de la presa fueron recubiertos con concreto, pero la abrasión producida por el Evento de febrero de 2005 dejó huellas indelebles.

En vista de lo anterior, las canalizaciones a proyectar se basaron en la premisa de que deberían ser con fondo móvil y traviesas estratégicamente ubicadas, mientras que en los tramos de descarga al mar se debería hacer una canalización con revestimiento con roca cementada para aumentar la capacidad hidráulica, pero a su vez que fuera resistente a la abrasión del flujo de lodos y piedras, característico de las descargas de los flujos torrenciales. De igual forma se planificó para los vertederos de las presas en gaviones, los cuales se revistieron con roca cementada para proteger las cestas de gaviones.

Con estas premisas se diseñaron las obras del Río San Julián y del Río Camuri Grande. En el caso del Río San Julián, los resultados fueron satisfactorios.

**Figura 25.-** Vista de la canalización del Río San Julián. Obsérvese que las traviesas están en buenas condiciones, por lo que el comportamiento de las traviesas con revestimiento de roca cementada ha sido satisfactorio. (Septiembre 2019). (Foto cortesía Ing. José Marañón)





En el caso del Río Camurí Grande, los vertederos de las presas así como la parte baja de la canalización se construyeron con revestimiento en roca cementada, en este caso los resultados desde el punto de vista de la resistencia a la abrasión fueron satisfactorios, sin embargo, se han presentado algunos problemas con la estabilidad de las traviesas, lo cual podría tener causas ligadas al comportamiento hidráulico del flujo o tal vez a algunas fallas en la construcción de las obras.



**Figura 26.-** Vista de una de las traviesas del Río Camuri Grande en donde aprecia la socavación al pie de la misma y su afectación. (Diciembre 2010).



**Figura 27.-** Vista general de la canalización del Río Camuri Grande en donde se observa las afectaciones de las traviesas, así como la falta de mantenimiento del cauce. (Septiembre 2016).

En septiembre de 2021 ocurrió una crecida de características extraordinarias, en donde se puso a prueba una vez más las estructuras construidas. En el caso del Río Camurí Grande, el comportamiento de las crestas de los vertederos de las presas construidas en gaviones y en especial el fondo de la canalización en la descarga al mar tuvieron un comportamiento satisfactorio, por lo que se puede inferir que el revestimiento con roca cementada es apropiado para canalizaciones en regímenes torrenciales en donde el flujo esté acompañado por lodos y piedras.

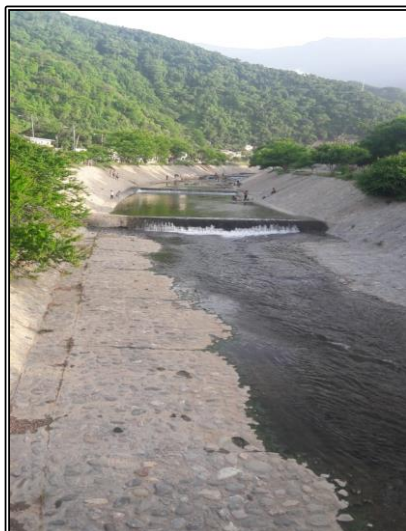


**Figura 28.-** Vista de la crecida en el Río Camuri Grande ocurrida en septiembre de 2021.- (Video Cortesía de los habitantes del Barrio Camuri y recopilado por el Ing. Alejandro Liberatore).

Tanto las crestas de los vertederos de las presas, así como la canalización cerca de la descarga al mar, tuvieron un comportamiento satisfactorio. A continuación, se muestran algunas fotos tomadas y enviadas por cortesía de los habitantes del Barrio Camurí y recopiladas por el Ing. Alejandro Liberatore, luego de la ocurrencia de la crecida de septiembre de 2021, en donde se puede observar que, tanto la cresta del vertedero de la Presa 1.-, así como el fondo de la canalización, están en perfecto estado luego de 15 años de construida.



**Figura 29.-** Vista de la cresta del vertedero de la presa recubierta con roca cementada, la cual está en perfecto estado después de la crecida de septiembre de 2021.



**Figura 30.-** Vista general de la canalización del Río Camurí Grande cerca de la descarga al mar después de la crecida de septiembre de 2021.



**Figura 31.-** Vista en detalle del revestimiento en roca cementada, el cual está en perfecto estado después de la crecida de septiembre de 2021.

## CONCLUSIONES

Sobre la base de las visitas realizadas a lo largo de los últimos 20 años se puede inferir que, las medidas de prevención y mitigación implementadas en las cuencas del Estado Vargas, han reducido la vulnerabilidad de la población ante la ocurrencia de aludes torrenciales. Sin embargo, en el caso del Río Cerro Grande, aunque las presas han reducido la vulnerabilidad ante la ocurrencia de aludes torrenciales, la canalización del Río Cerro Grande no cumple con lo previsto en el proyecto debido a la falta de ejecución de manera integral de las obras proyectadas.

La experiencia indica que, si la ejecución de las obras hidráulicas no se planifica debidamente y no se ejecutan las obras proyectadas de manera integral, las obras construidas pueden quedar vulnerables a erosiones y socavaciones, lo que conlleva a eventuales afectaciones, pues independientemente de las bondades de los materiales utilizados, esto podría derivarse en la pérdida parcial o total de las obras construidas.

Sobre la base de las observaciones realizadas a través de los años, se puede inferir que, por el efecto de retención de sedimentos, las presas cerradas han logrado mantener la capacidad hidráulica de las canalizaciones y proteger las zonas urbanas adyacentes ante eventuales nuevas crecidas.

La falta de mantenimiento y limpieza de la vegetación arbustífera en los cauces propician la disminución de la capacidad hidráulica de las canalizaciones construidas.

Luego de un período comprendido entre 15 y 20 años desde la construcción de las obras descritas, a pesar de la ocurrencia de varias crecidas importantes, a pesar de presentarse algunos deterioros en algunas estructuras construidas, en donde se ha estimado que aproximadamente un 20% de las obras (diques, contradiques, canalizaciones) han sufrido daños significativos, (López, 2021), estas obras han tenido un comportamiento satisfactorio, por lo que se puede indicar que, lo planificado, proyectado y construido en el Estado Vargas en Venezuela puede servir de ejemplo para la ingeniería de control de torrentes.

Finalmente se puede indicar que, sobre la base del comportamiento de las estructuras construidas en el Estado Vargas, se puede inferir que las estructuras de gaviones han tenido un comportamiento satisfactorio y si sufren alguna afectación, su reparación es fácil, rápida y de bajo costo comparada con otras soluciones. De igual forma se puede inferir que el revestimiento con roca cementada es apropiado para canalizaciones y estructuras sometidas a regímenes torrenciales en donde el flujo esté acompañado por lodos y piedras.

## RECOMENDACIONES

Es imperante la necesidad de efectuar trabajos de mantenimiento periódico en las presas, que contemplen la limpieza y extracción de los sedimentos en los vasos de almacenamiento de las presas cerradas, así como la extracción de vegetación y materiales gruesos acumulados en las ranuras o ventanas en las presas abiertas, para así lograr mantener la capacidad de almacenamiento y retención de las presas. De igual forma es imperante la necesidad de efectuar la limpieza y remoción periódica de la vegetación y los sedimentos depositados en los tramos inferiores de las canalizaciones y en su descarga al mar, para así lograr mantener la capacidad hidráulica de las canalizaciones.

Se recomienda que la ejecución de este tipo de obras hidráulicas debe realizarse de manera integral y sobre la base de las obras proyectadas y su interacción entre ellas. Las obras construidas de manera parcial pueden quedar vulnerables a erosiones y socavaciones, lo que podría derivarse en la pérdida parcial o total de las obras construidas. En el mismo orden de ideas se debe recomendar que las obras proyectadas deben ser construidas bajo la mira de una Inspección calificada que tenga como objetivo lograr la buena práctica de la ingeniería, para así lograr el objetivo de la mitigación del riesgo ante eventuales crecidas de estos eventos torrenciales.

## REFERENCIAS

- Morassutti, G.F., 2002.-** Corpovargas – “Proyectos de Control de Erosión y Canalización de Ríos y Quebradas en el Estado Vargas” - Definición de Criterios de Diseño. Documento Interno elaborado por el Ing. Gian Franco Morassutti, (Enero 2002).
- López, J.L., 2021.-** Los Aludes Torrenciales de 1999 en Vargas - 20 Años Después. José Luis López Sánchez, Editor. Academia Nacional de la Ingeniería y el Hábitat de Venezuela ANIH – Instituto de Mecánica de Fluidos, Facultad de Ingeniería, UCV -- Capítulo III.- MEDIDAS ESTRUCTURALES - Obras de Mitigación de Riesgos en los Ríos Macuto, San Julián y Cerro Grande, Estado Vargas, Venezuela. (Pág. 331). Ing. Gian Franco Morassutti F.
- G.F.M. Ingeniería C.A., 2002.-** Corpovargas – “Proyecto de Control de Torrentes del Río Macuto, Parroquia Macuto, Estado Vargas. – 2002
- TECNICIV C.A., 2003.-** Autoridad Única de Área del Estado Vargas – “Proyecto de Control de Erosión y Canalización del Río Cerro Grande, Parroquia Caraballeda, Estado Vargas”. 2003.-
- BM3 OBRAS Y SERVICIOS S.A. (Valencia - España) Convenio Hispano – Venezolano.- 2006.-** Corpovargas – “Proyecto de Control de Erosión y Canalización del Río San Julián, Parroquia Caraballeda, Estado Vargas”. – 2006.-
- G.F.M. Ingeniería C.A., 2005.-** Corpovargas – “Actualización del Proyecto de Control de Torrentes del Río Camurí Grande, Parroquia Naguayatá, Estado Vargas. – 2005.-

## USO DA FERRAMENTA COMPUTACIONAL INFLOWMATIX PARA AVALIAÇÃO DE DISPOSITIVO DE PROTEÇÃO CONTRA TRANSIENTES HIDRÁULICOS

1<sup>er</sup>. Jacqueline Fernandes Ferreira, 2<sup>do</sup>. Thiago Garcia Santim y 3<sup>er</sup>. Thais Torres de Oliveira

Suez, Rua Butantã, 434 (2º Andar) – Pinheiros, São Paulo - SP - Brasil  
Thiago.santim@suez.com; Thais.torres@suez.com; Jacqueline.ferreira@suez.com

### RESUMO:

O abastecimento de água ocorre predominantemente em regime permanente, porém, existem situações em que o regime se dá por escoamento não permanente. Para essas situações os sistemas de abastecimento de água possuem dispositivos de proteção com a finalidade de garantir a integridade das redes. A avaliação periódica destes dispositivos de proteção torna-se necessária pois a condição de operação dos sistemas de abastecimento pode ser alterada ao longo do tempo devido às demandas e no caso dos bombeamentos, devido à falta fornecimento de energia. Essas situações causam mudanças de estado do escoamento da água na tubulação, podendo causar alterações no regime do escoamento, podendo resultar em sobrepressões e subpressões que podem romper a tubulação ou gerar fragilização em suas paredes com a repetição destes fenômenos. A avaliação se aplica também ao comissionamento de novos dispositivos de proteção quando de sua implantação. Existem diversos dispositivos de proteção que são utilizados para suavizar as transições entre estados de escoamento, sendo abordado neste artigo a avaliação de comissionamento de um TAU - Tanque de Alimentação Unidirecional por meio do emprego da ferramenta computacional e logger de alta frequência, INFLOWMATIX™, cujos resultados possibilitaram validar a efetividade do dispositivo de proteção.

**PALAVRAS-CHAVE:** Golpe de Aríete, Perdas Reais, TAU – Tanque Alimentador Unidirecional.

### ABSTRACT:

Water supply occurs predominantly in a permanent regime, however, there are situations in which the regime occurs through non-permanent flow. For these situations, the water supply systems have protection devices in order to guarantee the integrity of the networks. The periodic evaluation of these protection devices becomes necessary because the operating condition of the supply systems can change over time due to demands and, in the case of pumping, due to lack of energy supply. These situations cause changes in the state of the water flow in the pipe, which can cause changes in the flow regime, which may result in overpressures and underpressures that can rupture the pipe or generate weakening in its walls with the repetition of these phenomena. The assessment also applies to the commissioning of new protection devices when they are implemented. There are several protection devices that are used to smooth transitions between flow states, being addressed in this article the evaluation of the commissioning of a TAU - Unidirectional Supply Tank through the use of the computational tool and high frequency logger, INFLOWMATIX™, whose results made it possible to validate the effectiveness of the protection device.

**KEYWORDS:** Water Hammer, Real Losses, TAU – Unidirectional Feeder Tank.

## INTRODUÇÃO

Os sistemas de abastecimento de água vêm apresentando alterações operacionais, seja pelo elevado incremento na demanda nos últimos anos ou pela recorrência dos períodos de escassez de água. As interrupções no fornecimento de água têm sido comuns, mesmo em regiões que por muitos anos não possuíam intermitência, ocasionando, por vezes a insatisfação dos clientes. Diante do exposto, observa-se a necessidade de modernização do setor de abastecimento, conforme apontado por Shammass & Wang (2016, p. 185-186) e Tsutyia (2006, p.7).

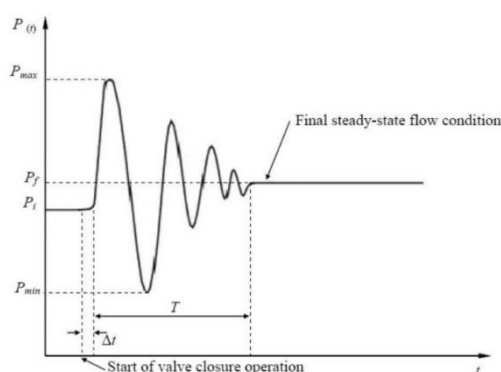
Entretanto, conforme exposto por Tomaz (2010, p. 27 – 28), dentre as interrupções no sistema de abastecimento, as que mais resultam em danos nas tubulações, são as quedas de energia, pois nessa situação o escoamento continua o movimento pela inércia, resultando na ocorrência de sobrepressões e subpressões.

Manter o sistema de abastecimento operando continuamente para que possa suprir as necessidades da população em termos de pressão e vazão, é um dos grandes desafios dos gestores da água nas cidades. Para tanto, são projetadas complexas redes de distribuição e redundância que dependem da operação adequada de bombas, válvulas, reservatórios, entre outros dispositivos, além é claro, do perfeito estado da tubulação (JUNIOR, 2008, p. 6).

As manobras realizadas em válvulas, partidas e desligamentos das bombas de recalque, mudanças na demanda e de nível de reservatórios, causam mudanças de estado do escoamento na tubulação e por vezes, o escoamento que inicialmente estava em regime permanente, passa por um estado transitório até atingir outro estado permanente de escoamento. Quando essas operações são realizadas de maneira muito rápida, elas podem causar os transientes hidráulicos, fenômenos que podem resultar em sérios danos ao sistema (AMOAHA e ELBASHIR, 2007 apud JUNIOR, 2008, p. 9).

Os transientes hidráulicos são ondas de pressão que se propagam ao longo da tubulação com constante variação da carga de pressão e da vazão, até que o fluxo seja novamente estabilizado em decorrência das perdas de energia devido ao atrito e outros fenômenos, que amortecem as amplitudes sem que os períodos das ondas sejam alterados até que o sistema atinja o repouso, conforme descrito por Shammass & Wang (2016, p. 158 – 159).

A Figura 1 mostra a evolução da pressão ao longo do tempo a partir do fechamento de uma válvula com intervalo de operação  $\Delta t$  em um ponto X à jusante da válvula, sendo representada a variação de pressão  $P$  ao longo do tempo  $t$ , no qual,  $P_i$  é a pressão inicial e  $P_f$  a pressão ao final do fenômeno transiente. Observa-se também a variação entre as pressões mínimas e máximas representadas por  $P_{max}$  e  $P_{min}$ .



**Figura 95** - Representação do transiente decorrente do fechamento de uma válvula em um ponto X à jusante da mesma. Fonte AMOAHA e ELBASHIR (2007 apud JUNIOR, 2008, p. 12)

Junior (2008, p. 13) apresenta detalhadamente os efeitos das oscilações de pressão, conforme segue:

Pressões máximas durante regimes transientes podem destruir tubulações, túneis, válvulas ou outros componentes, causando estragos consideráveis e algumas vezes perdas de vidas humanas.

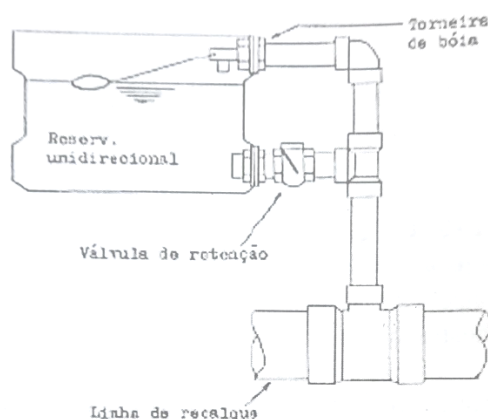
Pressões elevadas podem ainda gerar pequenas fissuras nas paredes das tubulações, romper conexões entre seções da tubulação e destruir ou causar deformações em equipamentos como válvulas e outros dispositivos de proteção das tubulações. Muitas vezes os prejuízos não são percebidos no momento da ocorrência dos fenômenos de sobrepressão, mas resultam em vazamentos e podem facilitar a corrosão, que após certo período pode reduzir significativamente a resistência da tubulação, e quando combinada com novos e repetidos transientes pode vir a gerar o rompimento dos condutos. Por outro lado, pressões abaixo dos níveis de pressão atmosférica podem fazer com que as tubulações entrem em colapso (WYLIE e STREETER, 1978). Pressões excessivamente baixas podem resultar em implosão e achatamento das tubulações e derramamentos nas juntas dos tubos. As pressões negativas ocorrem normalmente à jusante de uma válvula. Estas pressões aumentam também os riscos de cavitação (AMOAH e ELBASHIR, 2007).

Observa-se nas tubulações em que há a ocorrência do golpe de aríete as fortes vibrações, estas que podem danificar tubulações, equipamentos de controle e até o chumbamento de motores, bombas e tubulações. De acordo com Tomaz (2010, p. 207 – 209), a ocorrência de vibrações pode induzir os materiais que compõe tubulações, válvulas e demais dispositivos à fadiga e eventual colapso.

Ainda segundo Tomaz (2010, p. 101 – 132), a maioria dos dispositivos de proteção tem o objetivo de suavizar as transições entre os estados de escoamento quando da ocorrência de manobras nos sistemas de abastecimento. A escolha do dispositivo mais apropriado é baseada nas condições do local de instalação dos condutos ou simplesmente pela experiência profissional do engenheiro, cabe apontar que na normatização brasileira, há a NBR 591/91, substituída posteriormente pela NBR 12215/2017, a qual apresenta recomendações sobre o assunto.

O princípio geral de funcionamento dos dispositivos de proteção ou anti-golpe de aríete consiste no armazenamento de água ou descarregamento de água no sistema com o objetivo de retardar a mudança de fluxo (TSUTYIA, 2006, p. 325 – 326), sendo um dos dispositivos anti-golpe, o Tanque Alimentador Unidirecional – TAU, que é utilizado na prevenção de baixas pressões e separação de coluna pela admissão de água na tubulação quando a pressão atinge valores inferiores à sua cota piezométrica.

Este dispositivo de proteção é muito utilizado em pontos altos convexos da linha de recalque e normalmente é isolado dos condutos por dutos laterais que possuem válvulas de retenção para garantir que o escoamento ocorra apenas para o interior da tubulação da adutora ou outro conduto semelhante como visto na Figura 2.



**Figura 96** - Esquema de um Tanque Alimentador Unidirecional – TAU.  
Fonte: Tomaz (2010, p. 110).

Segundo Tsutyia (2006, p. 331) o TAU possui funcionamento semelhantes à Chaminé de Equilíbrio, entretanto o escoamento ocorre somente no sentido do TAU para a tubulação e devido a esta característica, a sua altura poderá ser menor do que a de uma Chaminé de Equilíbrio.

A Tabela 1 apresenta alguns critérios de seleção para a escolha do melhor método, sendo estes critérios, aspectos fundamentais para a avaliação do dimensionamento adequado do dispositivo de proteção.

**Tabela 4 - Métodos de proteção de adutoras de recalque em ordem crescente de custos**

Método de proteção	Faixa de variáveis	Observação
Volante de inércia nas bombas	$J_1 = I \times n^2 / (9800 \times S \times L \times h_0^2) > 0,01$ I = momento de inércia da bomba e do motor n = rotação do motor rpm S = área da secção transversal L = comprimento h <sub>0</sub> = altura manométrica	Somente aproximado.
Bypass em bombas e válvulas de retenção	$cv_0/g H_0 \gg 1$	Alguma água pode ser escoada pela bomba
Válvula de retenção na linha de recalque	$cv_0/g H_0 > 1$	Normalmente usada com outro método de proteção. Possível separação da coluna de água.
Válvula de alívio com descarga automática	$cv_0/g H_0 \ll 1$ $2L/c > 5s$	O perfil da linha de recalque deve ser convexo. Deve ser esperada separação de coluna de água
Tanque de descarga unidirecional	$cv_0/g H_0 > 1$	H = pressão no tanque do plano do nível geométrico. O perfil da linha de recalque deve ser convexo antes de chegar ao reservatório onde está sendo bombeado.
Vasos de pressão	$cv_0/g H_0 < 1$	O perfil da linha deve ser convexo logo na saída do recalque.
Chaminé de equilíbrio	H pequeno	A linha de recalque deve estar próxima da linha piezométrica para ser prática a utilização.

Desse modo, ciente de que a análise dos transiente hidráulico determinam uma série de medidas de prevenção e manutenção que visam proteger sistemas de distribuição, o INFLOWMATIX™, equipamento do Grupo SUEZ, é um equipamento capaz de medir a pressão que a rede está submetida em milissegundos, permitindo identificar possíveis pontos onde o sistema está submetido à um estresse operacional, fornecendo um diagnóstico do sistema de abastecimento.

## OBJETIVOS

O objetivo desse trabalho é apresentar a avaliação do dispositivo de proteção do tipo TAU instalado no recalque do bombeamento Grajaú/Parelheiros, na zona Sul de São Paulo, por meio da utilização da ferramenta computacional e logger INFLOWMATIX™.

## METODOLOGIA

O INFLOWMATIX™ (Figura 3) é um logger de pressão de alta frequência capaz de medir, armazenar e enviar dados de pressão instantaneamente através da plataforma digital, o INFLOWNET, que é o sistema de visualização, análise e emissão de dados. Esse sistema permite monitorar continuamente, diagnosticar e supervisionar a instabilidade na operação das tubulações e com os resultados registrados é possível avaliar a operação implantada e as possíveis adequações a serem feitas.



**Figura 97 – INFLOWMATIX**

Além da visualização dos dados de pressão, dentro do sistema INFLOWNET, existe também uma função capaz de identificar eventos que são identificados como pontos de atenção que devem ser avaliados, indicando os possíveis pontos de estresse no sistema em monitoramento.

Tal análise é possível pois o INFLOWMATIX™ é um logger de alta frequência enquanto que os loggers tradicionais são ferramentas de baixa frequência, não sendo capazes de identificar eventos de pressão transitória nem a respectiva extensão da onda de sobrepressão ou subpressão.

Com o uso dos dados de pressão do INFLOWMATIX™, transientes e outros eventos são detectados com total clareza e a caracterização de eventos se torna mais ágil e permite que os usuários não apenas entendam rapidamente tais eventos, mas também priorizem ações de acordo com o tamanho de um transitório ou pressão que a rede está submetida.

No sistema INFLOWNET os eventos são identificados pelos números nos gráficos, onde são apresentadas informações como: pressões mínimas médias e máximas; momento exato do evento; duração; e severidade (diferença entre a pressão máxima e mínima). Além dos gráficos de pressão e identificação de eventos, também é possível avaliar o CPIS™, medida estatística de acúmulo de fadiga.

CPIS™ é uma modelagem estatística criada pela INFLOWMATIX™ e é definida como: estresse induzido por pressão cumulativa por dia que mensura a quantidade de carga de fadiga que uma rede está submetida devido à variabilidade na pressão da água. Medindo a pressão da água em alta frequência usando o INFLOWMATIX™, cada ciclo de pressão é capturado e contabilizado.

A métrica CPIS™ pode ser usada de várias maneiras, seja quantificando o dano de eventos transitórios individuais, entendendo a integridade das operações da rede por períodos maiores ou como um fator de explosão na modelagem de deterioração de ativos, considera-se na ordem de escala que os CPIS > 900 são críticos e quanto maior for o CPIS acima de 900, mais crítico é o evento observado.

Com o objetivo de avaliar um dispositivo do tipo TAU, foi implantado um INFLOWMATIX™ na tubulação de recalque do sistema de bombeamento de água do Grajaú para Parelheiros, conforme a configuração apresentada pela Figura 4.







**Figura 100** - Local de Instalação no barrilete de 300mm que abastece o TAU

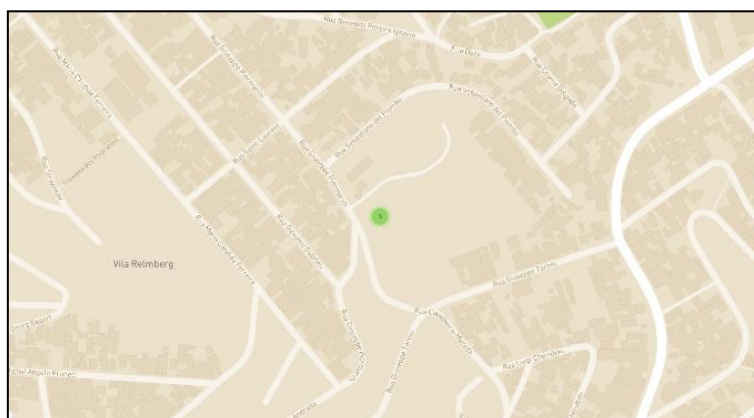
O nível de água do TAU, Figura 7, é abastecido pela linha de recalque à jusante do bombeamento Grajaú/Parelheiros, quando o bombeamento está operando e quando a pressão de recalque atinge valores inferiores à cota piezométrica do nível de água do TAU, ou seja, reduz a envoltória das pressões mínimas até seu nível mínimo, a função do TAU é fornecer um volume adicional de água, atuando na subpressão do fluxo reduzindo a depressão ocasionada pela parada das bombas, mantendo a linha de pressão correspondente à altura d'água do tanque. Com base no exposto, o volume do TAU deve ser suficientemente grande para atuar na atenuação da subpressão.



**Figura 101** - TAU Grajaú

A análise apresentada neste artigo, contemplou estes dois momentos com objetivo a avaliar o efeito do funcionamento do TAU no amortecimento dos transitórios hidráulicos. Portanto, na primeira instalação o TAU estava fora de operação e na segunda instalação o TAU já estava em operação.

O INFLOWMATIX™ após instalado apontou como local a Rua Giuseppe Piermarini - Jardim dos Manacas, conforme georreferenciamento do equipamento apresentado pela Figura 8.



**Figura 102 - Georreferenciamento Inflowmatix**

## RESULTADOS

Conforme mencionado, foram realizadas duas instalações:

- 23/08/2021 à 28/09/2021 – Quando o TAU ainda estava fora de funcionamento;
- 29/10/2021 à 04/12/2021 – Com o TAU em funcionamento;

A seguir, estão apresentados todos os dados coletados, pressão média, subpressão e sobrepressão na primeira instalação, Figura 9 e na segunda instalação, conforme Figura 10.



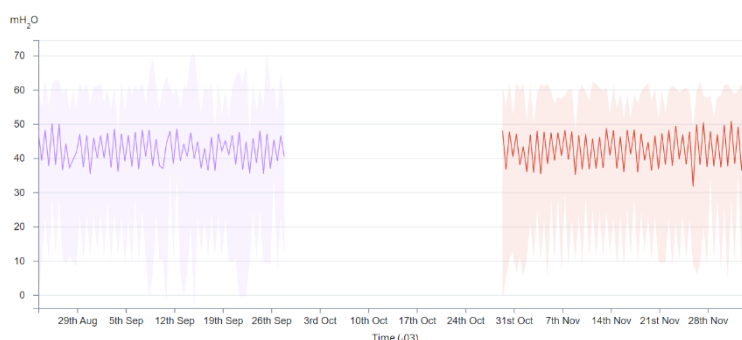
**Figura 103 - Dados da Primeira Instalação (23/08/2021 - 28/09/2021)**



**Figura 104 - Dados da Segunda Instalação (29/10/2021 - 04/12/2021)**

A Figura 11 agrupa os monitoramentos das pressões das duas instalações afim de estabelecer um comparativo quantitativo e qualitativo das pressões observadas. Os gráficos na Figura 11 apresentam uma visão comparativa dos dois momentos em que o INFLOWMATIX monitorou as pressões na instalação.

Nesse comparativo, o efeito do TAU pode ser observado pelo fato de que no segundo período de instalação não houve ocorrência de subpressões inferiores a 5mca, enquanto que na primeira instalação foram observadas subpressões negativas de até - 5mca.



**Figura 105** - Dados da 1ª versus 2ª instalação (Gráfico Azul referente à primeira instalação antes do TAU. Gráfico vermelho referente à segunda instalação depois do TAU.)

A redução na amplitude das subpressões evidencia que o TAU tem atuado na atenuação das subpressões de forma satisfatória, evitando a ocorrência de pressões negativas que poderiam colapsar a tubulação por envelopamento.

Conforme mencionado anteriormente, o sistema INFLOWNET também é capaz de identificar eventos e seus respectivos CPIS™, as Figuras 12 e 13 mostram esses eventos em destaque nos gráficos.



**Figura 106** - Eventos Primeira Instalação – 118 Eventos



**Figura 107** - Eventos Segunda Instalação – 131 Eventos

Apesar da maior ocorrência de eventos na segunda instalação, houve uma redução de 80% dos eventos com CPIS superiores a 900, sendo os eventos considerados como graves a partir de 900 CPIS. Na primeira instalação foram 5 eventos, superiores a 1200CPIS e na segunda instalação somente um evento foi superior a 900 CPIS e menor do que 1100CPIS.

Como exemplo dos eventos identificados pelo sistema do equipamento Inflowmatix, as Figuras 14 e 15 mostram os eventos com os maiores CPIS da primeira e da segunda instalação, respectivamente.



**Figura 108** - Evento mais Significativo - Primeira Instalação

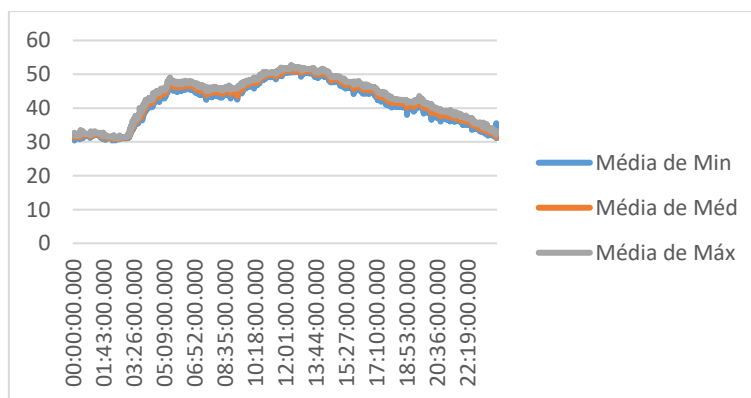
Como podemos observar, a Figura 14, o evento teve uma duração de 5 minutos e 26 segundos, ocorreu às 03:52 a.m. e a pressão variou em 64,4 mca. O CPIS desse evento foi 1206,9, o que indica que o sistema estava operando com um alto grau de estresse.



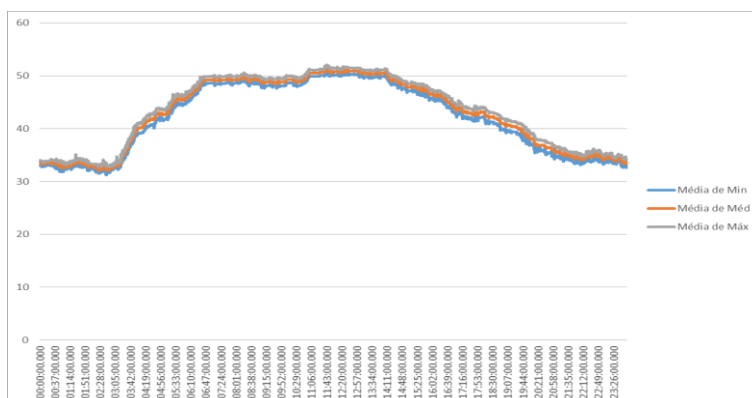
**Figura 109** - Evento mais Significativo - Segunda Instalação

Como podemos observar na Figura 15, o evento teve uma duração de 14 minutos e 33 segundos, ocorreu às 02:24 a.m. e a pressão variou em 37,7 mca. O CPIS desse evento foi de 1046,3, mostrando que o TAU atenuou a variação da carga de pressão de pico, reduzindo o estresse das estruturas.

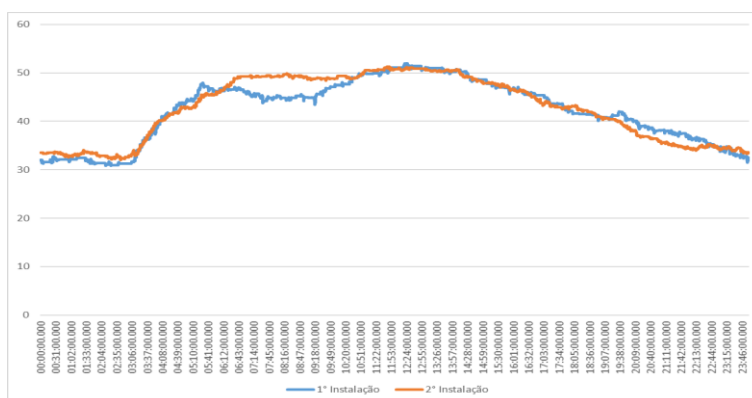
A seguir estão apresentados os gráficos das envoltórias médias da carga de pressão da primeira e da segunda instalação com as médias horárias das pressões mínimas, médias e máximas, conforme Figura 16 e 17. A comparação das médias dos dois períodos pode ser observada na Figura 18.



**Figura 110** - Médias horárias primeira Instalação



**Figura 111 - Médias horárias segunda Instalação**



**Figura 112 – Comparação das Médias das duas instalações**

Com base nos gráficos apresentados pelas Figuras, 16, 17 e 18, é possível observar que o TAU atuou na atenuação dos eventos extremos, amortecendo os picos de máxima e as depressões de mínimas, tornando a operação da linha de recalque algo mais suave, reduzindo o estresse gerado pela parada brusca do bombeamento.

Cabe informar que tanto na primeira instalação, quanto na segunda instalação houve situações de queda de energia, especialmente nos domingos quando o consumo de água no sistema era maior e por isso, o reservatório Marilda, implantado entre o TAU e o reservatório Parelheiros, operava com nível mínimo.

A operação do reservatório Marilda no nível mínimo retira uma proteção natural da tubulação de recalque, pois este reservatório é abastecido por baixo, fazendo com que sua coluna funcionasse com um dispositivo análogo a uma torre de equilíbrio.

## CONCLUSÃO

Este trabalho teve seus objetivos alcançados, pois foi possível avaliar a condição de trabalho do TAU e avaliar o seu desempenho na proteção das tubulações da linha de recalque do bombeamento Grajaú/Parelheiros, quando da ocorrência de transientes hidráulicos por meio do emprego da ferramenta computacional e logger INFLOWMATIX.

Com base no exposto, por meio da análise dos dados, foi possível verificar a importância do TAU dentro do sistema Grajaú/Parelheiros e a sua efetividade na proteção das tubulações, conforme apresentado pelos gráficos comparativos entre os dois momentos de instalação, sendo possível observar a diminuição da ocorrência de eventos de sobrepresão e subpressão quando o TAU passou a operar, reduzindo assim o estresse acumulado e favorecendo o aumento da vida útil do sistema de abastecimento.

A fim de se estabelecer um monitoramento destas estruturas de proteção, recomenda-se trabalhos futuros que realizem, a fim de avaliar a eficácia do dispositivo de segurança implantado.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradecemos a comissão organizadora do Congresso Latino Americano de Hidráulica pela oportunidade de divulgarmos o conhecimento técnico adquirido com o uso do equipamento INFLOWMATIX do grupo Suez.

## **REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

1. JUNIOR, P. A. M. Análise De Transientes Hidráulicos Em Uma Adutora Utilizando O Método Das Características. Florianópolis 2008. 95p. Trabalho de Conclusão de Curso-Faculdade de Engenharia Sanitária e Ambiental-Universidade Federal de Santa Catarina, 2008.
2. TOMAZ, P. Golpe de Aríete em casa de bombas. 1ª edição – São Paulo – Editora Navegar, 2010. 231p.
3. TSUTIYA, M. T. Abastecimento de Água. 3ª edição – São Paulo – Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006. 643 p.
4. SHAMMAS, N. K., WANG, L. K. Abastecimento de água e remoção de resíduos. 3ª Edição – Rio de Janeiro – Editora LTC – Livros Técnicos e Científicos Ltda. 2016. 751p.

## PROTEÇÃO COSTEIRA EM GABIÃO NA PRAIA CAMBOINHAS

Fausto Batista, Simone Batista, Stephanie Leone

fausto@kf2engenharia.com.br, simone.batista@ufrn.br; stephanie-leone@outlook.com

### RESUMO

A Praia de Camboinhas está localizada na cidade de Niterói, RJ. Houve um processo erosivo na orla da Praia de Camboinhas, onde quiosques locais ficaram expostos a taludes de areia com inclinações elevadas e com a iminência de ruptura, colocando em risco a faixa de restinga e também todos usuários e banhistas. Caracterizada como obra emergencial, para o caso em questão foi desenvolvido um projeto de proteção geotécnica longitudinal da orla com estruturas de Gabiões, que alia as diversas qualidades executivas, de rapidez, operacionais e paisagísticas necessárias para o caso em questão. Para o correto dimensionamento e detalhamento do muro, foi elaborado um estudo oceanográfico da praia de Camboinhas, onde foram avaliados os fenômenos de sobrelavagem e frequência de presença de água em contato com a estrutura de gabião. Tal projeto foi finalizado e a obra já foi iniciada. Durante este período de execução a obra já foi submetida a uma ressaca local, onde a estrutura seguiu de forma ilesa. Soluções deste tipo, seu monitoramento e avaliação de desempenho em ambientes marítimos, poderão colaborar com outros estudos e projetos que visem a mitigação dos efeitos erosivos sob efeito das marés outros lugares.

### ABSTRACT

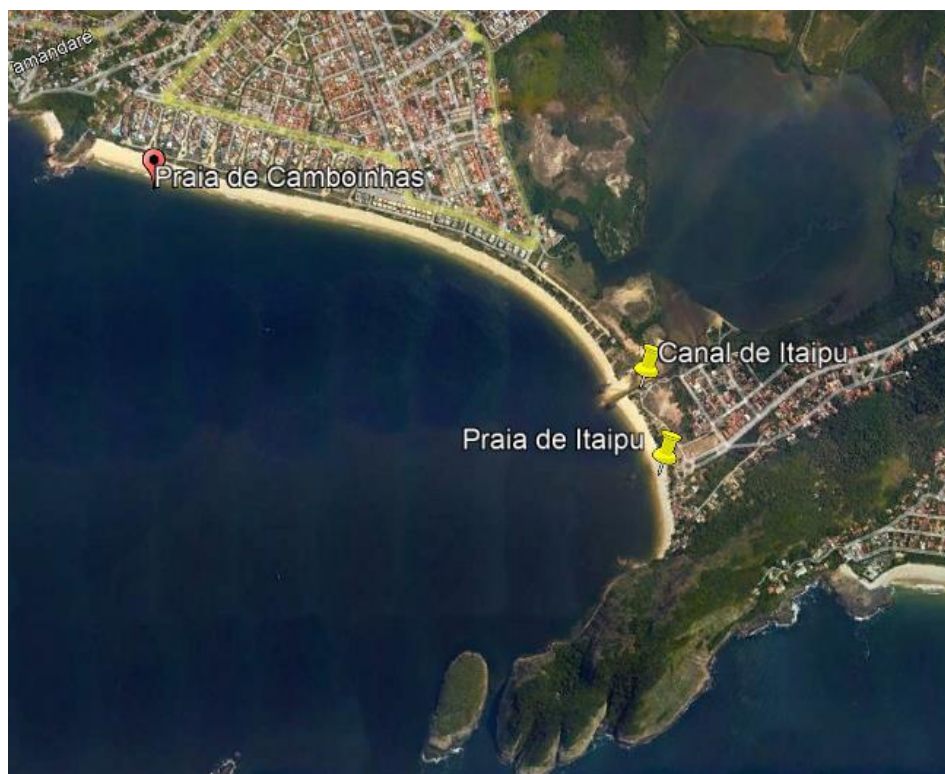
Camboinhas Beach is located in the city of Niterói, RJ. There was an erosion process on the edge of Praia de Camboinhas, where local kiosks were exposed to sand slopes with high slopes on the verge of rupture, putting the sandbank strip and all users and bathers at risk. Characterized as an emergency work, for the case in question, a longitudinal geotechnical protection project of the shore with Gabion structures was developed, which combines the various executive, speed, operational and landscape qualities necessary for the case in question. For the correct dimensioning and detailing of the wall, an oceanographic study of Camboinhas beach was carried out, where the phenomena of overwashing and frequency of presence of water in contact with the gabion structure were evaluated. This project has been completed and the work has already begun. During this period of execution, the work was already subjected to a local hangover, where the structure continued unharmed. Solutions of this type, their monitoring and performance evaluation in maritime environments, could collaborate with other studies and projects for the mitigation of the erosion effects in other parts.

**PALAVRA CHAVES:** Proteção costeira, Gabião, Erosão.



## INTRODUÇÃO

A praia de Cambinhas está localizada na cidade de Niterói, Rio de Janeiro. Esta praia, junto com a praia de Itaipu formavam um único arco praial com 3,3 km de extensão (Figura 1), denominado de Itaipu até a década de 1970. Nesta época, ocorreu a abertura do canal de Itaipu, dividindo o arco praial em duas partes: Itaipu e Cambinhas (SANTOS, 2004). Esta praia foi assim nomeada em homenagem ao navio Cambinhas, que estava sendo rebocado quando em forte tempestade foi lançado na arrebentação onde o mesmo ficou encalhado.



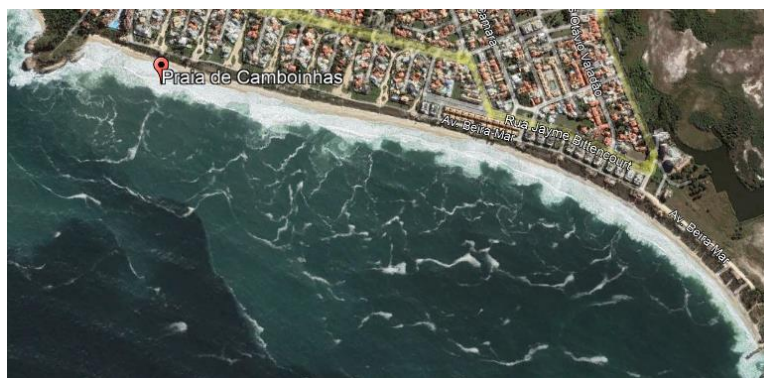
**Figura 1.-** Praia de Cambinhas e praia de Itaipu, que até a década de 1970 formavam um único arco praial chamado de Itaipu, com 3,3 km, quando ocorreu a construção do canal de Itaipu, dividindo esta praia em duas. Imagem extraída do Google Earth em 30/01/2022.

A praia de Cambinhas tem hoje 2,4 km de extensão, com orientação noroeste-sudeste. Apresenta uma estreita faixa de vegetação de restinga, que em 2004 tinha cerca de 30 a 40 metros de largura, mas que atualmente é bem menor, devido as construções que foram feitas na área, com grande potencial turístico e muitas casas de veraneio.

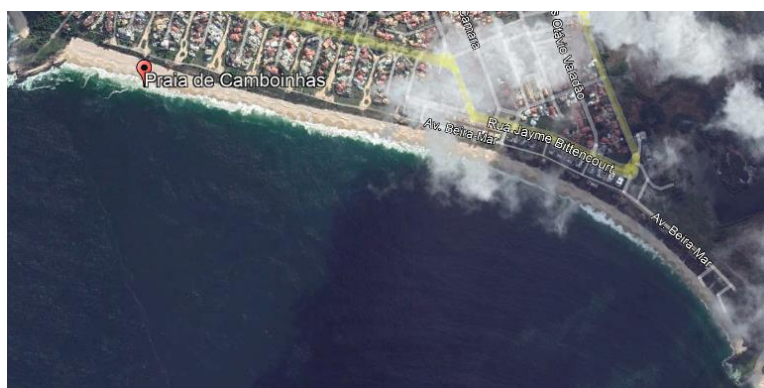
Diversas são as matérias na internet mostrando as ressacas que invadem a restinga na praia de Cambinhas nos últimos anos. Como por exemplo podemos citar a forte ressaca ocorrida em 06/08/2021, que ultrapassou a faixa de areia e atingiu os quiosques.

As ondas de ressaca destroem bens públicos e privados em todos os lugares do mundo. DOS SANTOS, et al, estudando a dinâmica sazonal e os efeitos das ressacas nas praias de Niterói/RJ realizaram importante pesquisa sobre a frequência e os principais problemas relacionados às ressacas ao longo de 107 anos de arquivos pesquisados.

De uma forma geral, as ressacas duram em média 5 dias e, com uma frequência de aproximadamente 20 anos para ressacas mais violentas. No caso específico da praia de Cambinhas, foi relatado por DOS SANTOS, et al, que o molhe do canal de Itaipu bloqueia o transporte de areia para NW, fazendo com que o perfil SE da praia fique sempre mais estreito (Figuras 2 e 3).



**Figura 2.-** Nesta imagem de junho de 2016, é possível ver o estreitamento da faixa de areia causada pela grande energia das ondas.



**Figura 3.-** É possível comparar a figura 2 com esta figura, obtida em condições de bom tempo, a faixa de areia é muito mais larga, principalmente no extremo oposto ao molhe de Itaipú.

Ao longo dos períodos de ressaca, os taludes de areia formados na orla da praia de Cambinhas, começaram a sofrer um processo erosivo, a ponto de ficarem com inclinações elevadas na eminência de ruptura (Figura 4). Como na região existem diversos quiosques, despertou uma necessidade local de proteção da orla da praia para tais estruturas.



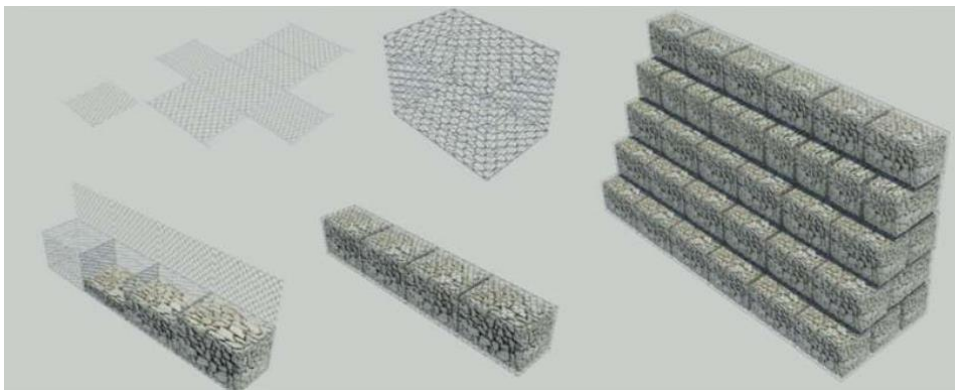
**Figura 4.-** Erosão na Praia de Cambinhas, Niterói, RJ

Com o objetivo de proteção contra o processo erosivo desencadeado na orla da praia, foi elaborada uma solução de proteção geotécnica longitudinal em gabiões, com a objetivo de evitar que o processo erosivo se agravasse expondo os quiosques e seus usuários a possíveis rupturas globais no

maciço. Para uma validação técnica da contenção em gabiões, foram desenvolvidos estudos oceanográficos da praia de Camboinhas, com o intuito de se avaliar os fenômenos de sobrelavagem e frequência de presença de água em contato com a estrutura de gabião.

## CONTENÇÃO EM GABIÃO

Os muros de contenção à gravidade podem ser feitos de pedra, gabião, blocos ou concreto simples ou reforçado, e podem incluir uma base, saliência ou contraforte (Clayton et. al, 2013). Gabiões são invólucros metálicos preenchidos com pedras, de maneira ordenada, utilizados em aplicações geotécnicas, hidráulicas e de proteção ambiental, em substituição a grandes blocos de pedra que são de difícil transporte e manejo (Figura 5).



**Figura 5.-** Estrutura formada por Gabiões Caixa preenchidos com pedras

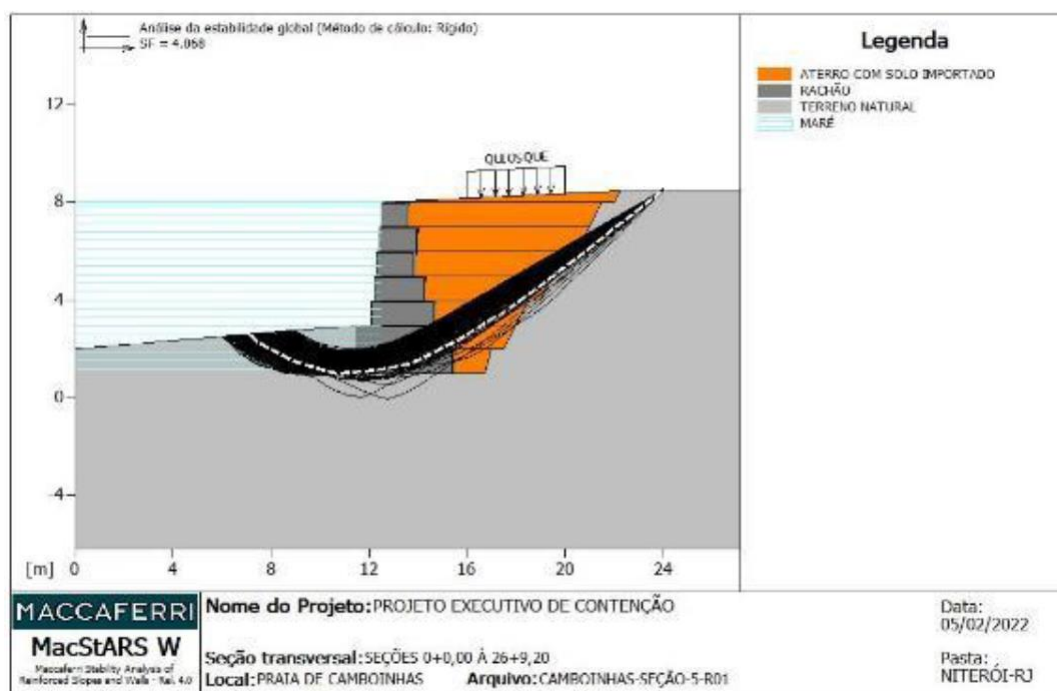
Os gabiões caixa são elementos prismáticos retangulares, confeccionados com malha hexagonal de dupla torção produzida com arames de baixo teor de carbono revestidos com liga metálica de zinco alumínio ou com polímeros, quando os gabiões estão em contatos com meios agressivos. Os gabiões são subdivididos em células por diafragmas que reforçam os elementos, aumentando a rigidez das estruturas construídas, além de possuírem extremidades constituídas por arames de diâmetro maior que o da malha hexagonal, fortalecendo as estruturas e facilitando sua montagem e instalação. Quando instalados e cheios de pedra os gabiões se convertem em elementos estruturais flexíveis, armados, drenantes e aptos a serem utilizados na construção dos mais diversos tipos de estruturas, com destaque para muros de contenção (Figura 6), barragens e canalizações.



**Figura 6.-** Gabião aplicado como proteção costeira na praia de Santa Teresita, Argentina

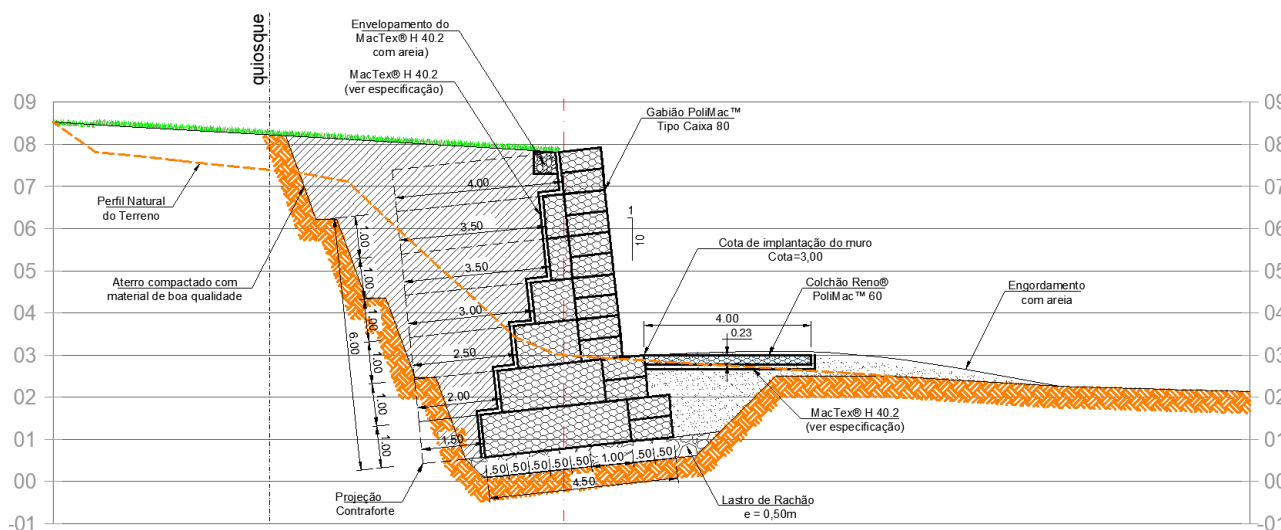
O dimensionamento de estruturas de contenção à gravidade pode ser realizado através do método do equilíbrio limite, onde considera-se toda a contenção como um bloco monolítico e rígido, exercendo uma força peso, proveniente de sua área e peso específico (BARROS,2005). A partir do valor máximo de empuxo, são realizadas verificações no estado limite último da estrutura. Para o dimensionamento das estruturas de contenção em gabiões, podem ser realizadas as mesmas análises mencionadas acima.

Para a análise de estabilidade da contenção, foram realizados ensaios de sondagem a percussão. Com o número de golpes e características dos solos ensaiados, tais dados foram correlacionados para adoção de parâmetros de resistência do solo. Após esta definição foram realizados cálculos geotécnicos, buscando condições de estabilidade global, na fundação, contra o tombamento e contra o deslizamento, conforme pode ser visualizada na Figura 7.



**Figura 7.-** Análise de estabilidade realizada no software Macstars

A seção em gabiões proposta para proteção da orla de praia de Cambonhas, é composta por dois tipos de Gabiões. O primeiro indicado na base da contenção é o gabião no formato de colchão, indicado como proteção contra solapamento da base. O segundo é o gabião caixa, que compõe a estrutura do muro, trabalhando a gravidade contra o esforço gerado pelo empuxo do solo. A cota da base da contenção foi indicada 2m abaixo do nível da praia (engastado 2m), justamente para que a fundação da estrutura não ficasse exposta no período de ressaca. Além do engastamento da contenção em gabião, foi indicada uma regularização na base com preenchimento de areia. Na interface do Gabião com o solo, foi indicado um filtro geotêxtil não tecido, com a finalidade de impedir a saída de finos por dentro da estrutura de gabião, ao mesmo tempo que a passagem da água tem trânsito livre nos dois sentidos. (Figura 8).



**Figura 8.-** Seção típica da contenção em gabiões

Com a finalidade de validar a solução em relação as interferências da maré, fenômenos de sobrelavagem e frequência de presença de água na estrutura, foi desenvolvido um estudo oceanográfico da região.

## ESTUDOS OCEANOGRÁFICOS

Através dos estudos oceanográficos desenvolvidos, foi possível elucidar os aspectos oceanográficos gerais da praia de Camboinhas, calcular a sobrelavagem do muro em sua extensão com diferentes cenários de ondas e maré meteorológica e determinar as frequências em que a água do mar iria alcançar o muro de Camboinhas, a fim de subsidiar os estudos geotécnicos e de estrutura.

## ANÁLISE DO NÍVEL DO MAR

Dados de altura de superfície do mar foram extraídos do modelo global GLORYS nos pontos de latitude:  $-24^\circ$  e longitude:  $-43^\circ$  de 2006 até 2016. Dadas às configurações do modelo global, a altura de superfície do mar pode ser considerada como a maré meteorológica. Foi realizada uma análise da frequência das alturas da maré meteorológica dessa série temporal de 10 anos (Tabela 1).

**Tabela 5.-** Tabela com a frequência e ocorrência da maré meteorológica da série de 2006-2016

Maré meteorológica (m)	0,0 – 0,1	0,1 – 0,2	0,2 – 0,3	0,3 – 0,4	0,4 – 0,5	0,5 – 0,6
(%)	34,69	21,35	8,66	3,18	0,87	0,15

Os cenários de maré meteorológica escolhidos foram: 0,0 m, 0,2 m, 0,4 m e 0,6 m. Com uma análise da série temporal de 2016 de maré astronômica extraída do TPX08, pudemos obter o valor mais alto para maré em sizígia correspondente a 0,6 m, que está de acordo com o observado no trabalho de Lima et. al. (2021).

## SOBRELEVAÇÃO DA ONDA (RUN-UP)

O cálculo do sobrelevação da onda foi realizado usando a formulação proposta por Mase et. al. (2013). Para meio de comparação foi calculado a sobrelevação da onda máxima de 99%:

$$R_{max99\%} = 1,54 * H_0 * ( 2,99 - 2,73 \exp(-0,57 * \xi) ) \quad [1]$$

Onde  $H_0$  é a altura de offshore, e  $\xi$  é o número de Iribaren calculado da seguinte forma:

$$\xi = \frac{\tan \beta}{\sqrt{H_0/L_0}} \quad [2]$$

Onde  $\beta$  é a declividade da praia e  $L_0$  é o comprimento de onda em água profunda ( $L_0 = g \cdot T_0^2 / 22\pi$ ,  $g = 9.8 \text{ m/s}^2$  aceleração da gravidade,  $T_0$  período de onda em água profunda). A porcentagem indica que 99%, das ondas observadas vão atingir ou exceder o valor calculado do sobrelevação da onda. Os valores de altura de onda e período de pico, foram extraídos da série temporal de 10 anos do modelo WaveWatch III da NOAA. Através da análise estatística desses dados, foram obtidos as alturas de onda mais frequentes e o período de pico associado a essas alturas. Através dessa estatística foram selecionados cenários de onda para aplicar na formulação. Os seguintes cenários foram escolhidos: 1,0m 7s, 2,0m 8s, 3,0m 11s, 4,0m 13s, 5,0m 12s.

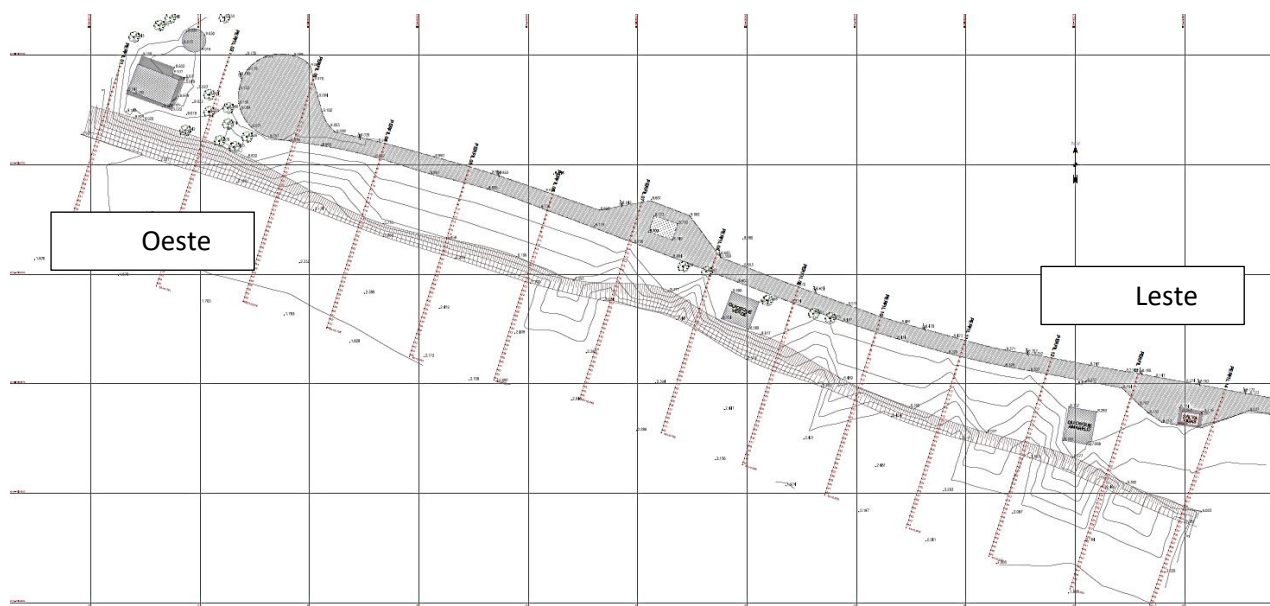
### SOBRELEVAÇÃO

A avaliação da sobrelavagem extrema foi realizada usando como base os métodos apresentados no trabalho de Silveira et. al. (2016). Os processos de extrema sobrelavagem correspondem a valores extremos de sobrelevação da onda, e/ou valores extremos de maré meteorológica, somados à maré astronômica. Portanto, os cenários escolhidos de maré meteorológica foram somados ao valor de maré astronômica alta em sizígia (0,6 m).

A sobrelavagem é a soma do sobrelevação da onda com o nível do mar, assim calcula-se um valor de sobrelevação total do nível do mar. Para isso, os cenários de sobrelevação da onda foram associados com os cenários de nível do mar para obter a altura que a água do mar somada à onda (sobrelevação) atingiria a costa, e sendo posteriormente comparados com os valores de altura do muro contenção (altura do muro em relação ao nível zero do mar).

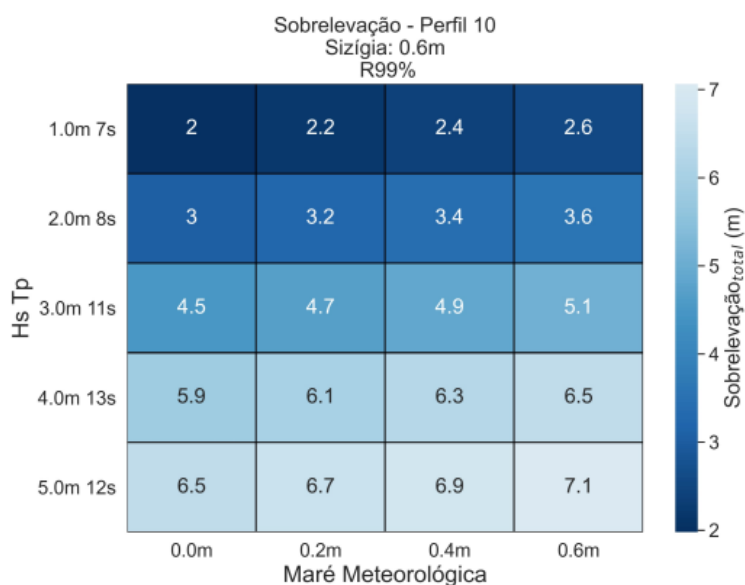
- Nível do mar = Maré meteorológica + Maré de sizígia (0,6 m)
- Sobrelevação total = Nível do mar + Sobrelevação da onda
- Sobrelevação total > Muro de contenção → Sobrelavagem extrema
- Sobrelevação total < Muro de contenção → Não há sobrelavagem

Como descrito nos métodos, esse estudo foi realizado focando nos eventos extremos para garantir que o muro de contenção irá proteger a costa até nos casos mais raros de maré alta de sizígia combinado com alta maré meteorológica e ondas de eventos de tempestades. Os resultados nos mostram que, na região da obra, os perfis mais a oeste possuem menor declividade comparado aos perfis mais a leste (Figura 9).



**Figura 9.-** Planta esquemática com 14 perfis

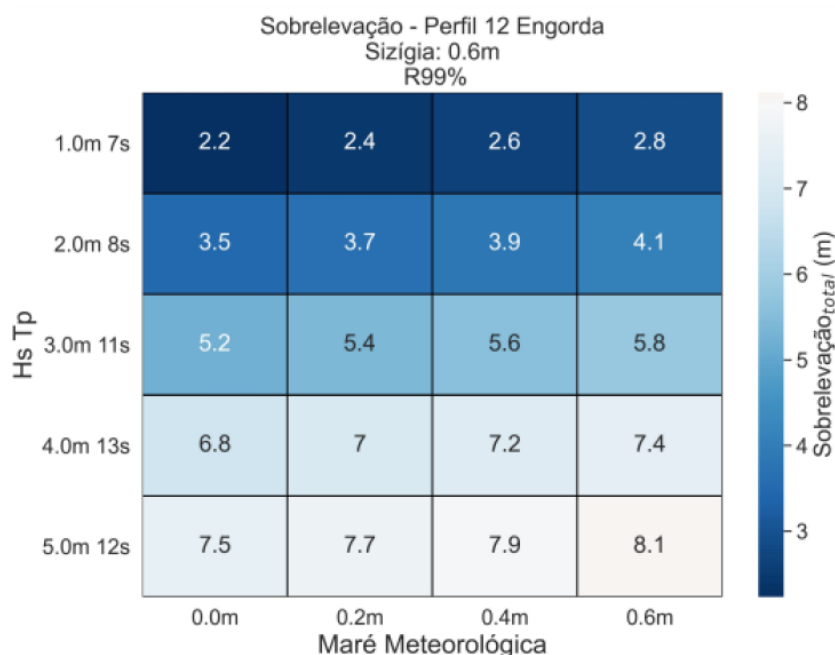
Nesse estudo foi considerado os mesmos cenários de maré meteorológica e de onda para todos os perfis analisados, portanto, a maior variante entre os perfis é a declividade de cada um. Sendo assim, a sobrelevação total do nível do mar apresenta resultados diferentes de acordo com a declividade de cada perfil. Os perfis com maior declividade tendem a gerar uma maior sobrelevação da onda o que causa uma maior sobrelevação total do nível do mar, aumentando as chances de ocorrer a sobrelavagem da estrutura. Nos resultados observamos que os perfis da região leste, mais inclinados, apresentam maiores valores de sobrelevação total. O perfil 10 foi o que se mostrou mais vulnerável, apresentando os maiores valores de sobrelevação total (Figura 10).



**Figura 10.-** Sobrelevação total do nível do mar (m), em relação ao nível zero, para o perfil atual 10.

Foi calculada também a sobrelevação máxima, considerando um engordamento no perfil natural, e quando os resultados deste cenário são comparados com o perfil natural, os perfis a oeste que têm maior inclinação também apresentaram maiores valores de sobrelevação total. Os perfis com engorda se tornaram perfis mais inclinados que os atuais, uma vez que vai haver um aumento na altura do perfil e o comprimento deste vai se manter o mesmo. Portanto, no perfil com engorda

observamos maiores valores de sobrelevação total do nível do mar que os observados nos perfis atuais, sendo o perfil 12 o mais crítico (Figura 11).



**Figura 10.-** Sobrelevação total do nível do mar (m), em relação ao nível de engorda, para o perfil 12.

Considerando os resultados obtidos foi sugerido para o muro de contenção uma altura de 8 metros em relação ao nível zero do mar, ou seja, com altura útil de 5 metros para garantir uma boa proteção contra os eventos mais extremos, conforme Figura 8.

## ANÁLISE DA FREQUÊNCIA EM QUE A ÁGUA ATINGIRIA O CONTENÇÃO COSTEIRA

Os dados da série temporal ondas de 2006 a 2016 extraídos (latitude:  $-24^\circ$  e longitude:  $-43^\circ$ ) do modelo global de geração de ondas do WaveWatch III (WW3). Dados de altura de superfície do mar foram extraídos do modelo global GLORYS de 2006 até 2016 (latitude:  $-24^\circ$  e longitude:  $-43^\circ$ ). Dadas às configurações do modelo global, a altura de superfície do mar pode ser considerada como a maré meteorológica. Para a maré astronômica, foi utilizada uma série temporal de 2006 até 2016, extraída do TPXO8. As séries de maré meteorológica e astronômica foram somadas uma a outra, formando o nível do mar a ser somado à sobrelevação da onda e assim obter a série temporal de sobrelevação total do mar.

A sobrelevação total do mar para a toda a série temporal foi calculada da mesma forma que descrito nos métodos dos cenários de sobrelevação do muro. Assim como nos cálculos dos cenários para esses cálculos também foram feitos para os todos os perfis considerando os perfis atuais e os perfis com engorda da praia.

Através da série temporal de sobrelevação total do mar, foi possível calcular com frequência o mar atingiria a base do muro (0 m), 1 m de altura do muro e 2,5 m do muro. Para isso foi calculada a ocorrência (dentro da série temporal de 2006-2016) de sobrelevação total do mar que atingisse essas alturas do muro ou mais. Essas ocorrências foram transformadas em porcentagens de acordo com as Tabelas 2 e 3.



**Tabela 6.-** Tabela de porcentagem em que o mar atinge determinadas cotas do muro de contenção para os perfis atuais.

Perfil Atual	Base 0,0 m	Base 1,0 m	Base 2,5 m
perfil1	0.2%	0.0%	0.0%
perfil2	0.5%	0.0%	0.0%
perfil3	0.65%	0.0%	0.0%
perfil4	0.72%	0.02%	0.0%
perfil5	0.72%	0.05%	0.0%
perfil6	0.72%	0.05%	0.0%
perfil7	1.37%	0.1%	0.0%
perfil8	1.14%	0.1%	0.0%
perfil9	1.37%	0.1%	0.0%
perfil10	7.74%	1.77%	0.07%
perfil11	2.04%	0.2%	0.0%
perfil12	5.97%	1.1%	0.05%
perfil13	4.08%	0.67%	0.0%
perfil14	3.66%	0.6%	0.0%

**Tabela 3.-** Tabela de porcentagem em que o mar atinge determinadas cotas do muro de contenção para os perfis atuais.

Perfil com engorda	Base 0,0 m	Base 1,0 m	Base 2,5m
perfil1	3.63%	0.6%	0.0%
perfil2	6.77%	1.39%	0.07%
perfil3	4.58%	0.72%	0.0%
perfil4	4.95%	0.77%	0.02%
perfil5	4.95%	0.77%	0.02%
perfil6	4.5%	0.7%	0.0%
perfil7	7.74%	1.74%	0.07%
perfil8	8.59%	2.04%	0.1%
perfil9	9.88%	2.59%	0.15%
perfil10	10.75%	3.04%	0.27%
perfil11	11.52%	3.43%	0.32%
perfil12	17.22%	5.55%	0.72%
perfil13	12.74%	4.01%	0.42%
perfil14	12.72%	4.01%	0.42%

Nos resultados podemos observar que os perfis de 7 a 14 são os que apresentam maior probabilidade de o mar atingir o muro, essa probabilidade aumenta quando olhamos para o perfil com engorda de praia. Tanto no perfil atual quando no perfil com engorda a probabilidade de o mar atingir a cota de 2,5 m do muro de contenção é baixa. No perfil atual a probabilidade de o mar atingir a cota de 1 m do muro também é bem baixa e apresenta maiores valores quando consideramos os perfis com engorda.

Devemos levar em consideração que para os cálculos realizados aqui foram utilizados dados de maré e nível do mar de modelos globais, extraídos de pontos distantes da costa. Para uma melhor avaliação seria necessário dados de nível do mar de uma bóia próxima à costa, assim teríamos uma melhor representação de quanto realmente o nível do mar contribui para a sobrelevação total do mar na praia.

## EXECUÇÃO DA OBRA

A obra teve início no mês de Julho de 2022, e como pode ser visto nas Figuras 11 e 12, um trecho da proteção longitudinal em gabiões já foi implantada no local, conforme descrição do projeto.



**Figura 11.-** Execução da proteção costeira



**Figura 12.-** Execução da proteção costeira

## AGRADECIMENTOS

Agradecemos a toda equipe técnica da KF2 Engenharia pelo desenvolvimento do trabalho aqui apresentado, e a equipe técnica da Maccaferri do Brasil pelo suporte na solução em gabião.

## CONCLUSÃO

Pode-se concluir que a solução apresentada neste trabalho, agravada pela caracterização emergencial de proteção urgente, sob pena de risco de vidas, danos materiais e de proteção ao meio ambiente atende de forma satisfatória as demandas iniciais existentes na Praia de Cambinhas, como proteção longitudinal costeira do trecho erodido.

Para o dimensionamento da solução foi necessária a realização de análises geotécnicas de ruptura global, interna, tombamento, deslizamento e pressão na fundação da estrutura. Tais análises foram desenvolvidas baseadas nos resultados encontrados nos ensaios de sondagem a percussão desenvolvidos no local, e modelo computacional elaborado no software MacStars.

Por fim, a validação feita através dos estudos oceanográficos, foi de extrema importância para concretizar os níveis máximos e mínimos de implantação da obra, visando o não solapamento da estrutura, e a não sobrelevação da contenção em períodos críticos. A estrutura em questão deverá ser monitorada, não em relação ao seu desempenho geotécnico que é consagrada sua eficiência, mas em relação aos efeitos de longo prazo ao estoque sedimentar da praia. Neste tocante, recomenda-se estudos ambientais complementares. A conjunção de solução técnica rápida e eficaz, utilizando materiais que não agredem o meio ambiente e com apelo visual e estético mais harmonioso poderá ser uma importante solução a ser considerada em outras situações análogas na costa brasileira.

## REFERENCIAS

DEPARTAMENTO DE RECURSOS MINERAIS - DRM/RJ - Projeto Carta Geológica do Estado do Rio de Janeiro - Folha B.

DOS SANTOS, Carla Luiza; DA SILVA, Maria Augusta Martins. Dinâmica sazonal e os efeitos das ressacas nas praias de Niterói/RJ. Revista Brasileira de Geociências, v. 34, n. 3, p. 355-360, 2004.

ECCARD, Leonardo Rodrigues; SILVA, André Luiz Carvalho; SILVESTRE, Carolina Pereira. Variações morfológicas nas praias oceânicas de Niterói (RJ, Brasil) em resposta a incidência de ondas de tempestades. Revista Brasileira de Geografia Física, v. 10, n. 01, p. 206-218, 2017.

KRUEGER, JAQUELINE. Análise dos Parâmetros Meteorológicos e Oceanográficos dos Eventos de Ressaca, ocorridos entre Janeiro de 2001 a Dezembro de 2010, no Estado de Santa Catarina. Monografia. Centro de Ciências Tecnológicas da Terra e do Mar (CTTMar), Universidade do Vale do Itajaí, 2011.

LIMA, R. F., DE BARROS, F. M. L., & CIRANO, M. Análise das Condições Meteoceanográficas em Eventos de Ressaca do Mar no Litoral do Estado do Rio de Janeiro, Brasil no Período de 1948 a 2008. Anuário do Instituto de Geociências, 44.

MASE, HAJIME. 1989. "Random wave runup height on gentle slope." Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering 115 (5): 649–661.

MASE, HAJIME, TAKASHI TAMADA, TOMOHIRO YASUDA, TERENCE S HEDGES, AND MARIA T REIS. 2013. "Wave runup and overtopping at seawalls built on land and in very shallow water." Journal of waterway, port, coastal, and ocean engineering 139 (5): 346–357.

NIELSEN, PETER, AND DAVID J HANSLOW. 1991. "Wave runup distributions on natural beaches." Journal of Coastal Research, pp. 1139–1152.