

INGENIERÍA E INFRAESTRUCTURAS HIDRÁULICAS

ENGENHARIA E INFRA-ESTRUTURAS HIDRÁULICAS

- Ingeniería e infraestructuras en ríos Engenharia e infra-estruturasemrios
- Obras marítimas
 Obras marítimas
- Hidráulica de riego y drenaje Hidráulica de rega e drenagem
- Hidromecánica
 Hidromecânica
- Hidrogeneración energética
 Hidrogeração energética
- Ingeniería e infraestructuras hidráulicas en ciudades Engenharia e infraestruturas hidráulicas em cidades



INGENIERÍA E INFRAESTRUCTURAS HIDRÁULICAS

ENGENHARIA E INFRA-ESTRUTURAS HIDRÁULICAS

PROPUESTA DE MEDIDAS ESTRUCTURALES PARA EL CONTROL DE INUNDACIONES DE LA CIUDAD DE TRUJILLO, PERÚ Gian Franco Morassutti

Gian Franco Morassutti	2537
USO DE SUSTRATOS ALTERNATIVOS PARA MEJORAR LA RETENCIÓN Y DISTRIBUCIÓN DE AGUA EN MUROS VERDES Yair Andrey Rivas-Sánchez, María Fátima Moreno-Pérez y José Roldán-Cañas	2549
MODELAGEM FÍSICA PARA DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS DE BRECHAS EM RUPTURAS DE BARRAGENS EM CASCATA Rubens Gomes Dias Campos, Aloysio Portugal Maia Saliba, Márcio Benedito Baptista, Victor Hugo Brum Biscaro, Raguel de Souza Camargos y Daniel Tuler Passo	2560
PLAN DE DRENAJE URBANO. CIUDAD DE ARROYITO Teresa Reyna, Santiago Reyna, María Lábaque, César Riha y Fabián Fulginiti	2572
USO DE GABIÕES EM INTERVENÇÕES EMERGENCIAIS DURANTE A CRISE HÍDRICA NA BACIA DO ALTO TIETÊ EM SÃO PAULO Sílvio Luiz Giudice y José Augusto Rocha Mendes	2583
EVALUACIÓN COMPUTACIONAL DEL IMPACTO DE LOS TECHOS VERDES EN LA REDUCCIÓN INUNDACIONES EN LA REGIÓN CENTRAL DE CHILE Carlos S. Lopez-Aburto, Daniel Mora-Melia, Pablo Ballesteros-Pérez, Jimmy H. Gutierrez-Bahamondes y Vicente S. Fuertes-Miquel	2595
EFEITO EJETOR EM USINA HIDRELÉTRICA DE BAIXA QUEDA ATRAVÉS DE CONDUTOS LATERAIS EM CONDIÇÃO SUBMERSA Mauricio Romero, José Junji Ota y Tobias Bleninger	2607
COMPARACIÓN DE RESULTADOS TEÓRICOS Y EXPERIMENTALES DEL FUNCIONAMIENTO DE UN AIREADOR EN UNA RÁPIDA Javier Osnaya-Romero, Víctor Manuel Ortíz-Martínez y Jesús Gracia-Sánchez	2617
TÉCNICAS PARA O MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS: SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL DA BACIA DO RIO DAS TINTAS Fabiana Lanzillotta da Fonseca, Celso Romanel y Ernani de Souza Costa	2626
ASPECTOS OPERACIONAIS DO DESASSOREAMENTO DO RIO TIETÊ EM SÃO PAULO, BRASIL Sílvio Luiz Giudice, José Augusto Rocha Mendes, Jonathan Bruno Moreira y André da Silva Mendes	. 2637
OTIMIZAÇÃO DA GEOMETRIA DE ESCADAS PARA PEIXES DE RANHURA VERTICAL Júlia Brusso Rossi y Daniela Guzzon Sanagiotto	2649
RELACIÓN LÍMITE ENTRE LOS CRITERIOS DE AUTOLIMPIEZA Y EL DISEÑO OPTIMIZADO DE ALCANTARILLADOS Sebastián González, Carlos Montes y Juan Saldarriaga	2661
SOLUÇÃO INTEGRADA DE RECUPERAÇÃO DE OBRA EM GABIÕES EM AMBIENTES AGRESSIVOS URBANOS Luciana Vasques Correia da Silva, Fausto Batista y Sandra Mayumi Mishima	2671
APROVEITAMENTO DE VÁRZEAS PARA CONTROLE DAS INUNDAÇÕES URBANAS UTILIZANDO GABIÕES Fausto Batista, Sandra Mayumi Mishima y Luciana Vasques Correia da Silva	. 2683
ELABORACIÓN DE CRITERIOS AMBIENTALES PARA EL ÍNDICE DE SEGURIDAD DE PRESAS Heloísa Bonatti y Laura Maria Canno Ferreira Fais	2690
APROVECHAMIENTO HIDROELÉCTRICO MOLINEROS - CONSIDERACIONES DE DISEÑO Y ESTUDIOS EN MODELO HIDRÁULICO REDUCIDO Jose Rodolfo Machado Almeida, R. Grube, Cristian Vega Pedrozo, Jorge Alberto Orellano Pelle, M. Flores	
y Diego Avila	2699

BASES PARA LA CREACIÓN DE UN CENTRO MEXICANO EN INNOVACIÓN EN ENERGÍA HIDROELÉCTRICA (CEMIE-HIDRO) Ana Alicia Palacios Fonseca, Nestor Peña García, Alberto Güitrón de los Reyes y Mario López Pérez	2711
FACTIBILIDAD DEL RECICLADO DE AGUA DE TANQUES DE TORMENTA PARA OTROS USOS URBANOS EN UNA ZONA DE ESTUDIO DE LA CIUDAD DE BOGOTÁ Laura Solarte, María Mendoza y Juan Saldarriaga	2723
EVALUACIÓN DEL ASCENSO MÁXIMO EN DIQUES ROMPEOLAS DE PIEZAS SUELTAS CON PERFIL EN S Jair Del Valle Morales y José Antonio González Vázquez	2735
DISEÑO DE NUEVA ESTACIÓN ELEVADORA PARA CUBRIR LAS DEMANDAS DE CRECIMIENTO DE LA ZONA SUR DE CÓRDOBA Teresa Reyna, Santiago Reyna, Fabián Fulginiti, María Lábaque, Cesar Riha y Belén Irazusta	2747
OS EFEITOS DA INFESTAÇÃO PELO MEXILHÃO DOURADO EM UMA INSTALAÇÃO DE BOMBEAMENTO PARA ABASTECIMENTO DE ÁGUA - UM ESTUDO DE CASO Afonso G. Ferreira Júnior, Leirisson P. Santos, Carlos Barreira Martinez, Jair Nascimento Filho y Edna Viana Maria de Faria	2759
AVALIAÇÃO DO COMPRIMENTO MÁXIMO DE ATUAÇÃO DE ESFORÇOS HIDRÁULICOS LIMITES A JUSANTE DE COMPORTAS EM CONDUTOS Bruna Moreira Sell, Priscila dos Santos Priebe, Aline Saupe Abreu y Mauricio Dai Prá	2768
VIABILIDAD Y SOSTENIBILIDAD DEL USO DE SISTEMAS DE BOMBEO EN LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO EN CIUDADES PEQUEÑAS DE COLOMBIA Juan Rocha, Jorge Pérez y Juan Saldarriaga	2776
ANÁLISE PRELIMINAR DO ALCANCE DE REMOÇÃO DE SEDIMENTOS POR DESCARREGADORES DE FUNDO EM PEQUENAS BARRAGENS Aline Saupe Abreu, Vinicius Lima de Oliveira, Pietro Gabriel Ramos Cunico, Pedro Luis Bernardi de Camargo, Rute Ferla, Carlos Barreira Martinez, Luiz Augusto Magalhães Endres, Daniela Guzzon Sanagiotto, Mauricio Dai Prá, Eder Daniel Teixeira y Marcelo Giulian Margues	2788
DESENVOLVIMENTO DE UMA BANCADA DE TESTES PARA AFERIÇÃO DE PARÂMETROS DE LABIRINTO HIDRÁULICO DE TURBINAS DO TIPO FRANCIS Ana Letícia Pilz de Castro, Rodrigo Otávio Perrea Serrano, Mila Correa Sampaio, Stenio Augusto Coelho,	
Maria Aparecida Pinto y Carlos Barreira Martinez	2798
Juan José Rebollo Cillán, David López Gómez, Luis Balairón Pérez, Juan Ortas González y Carlos Granell Ninot	2803
DESARROLLO DE UNA METODOLOGÍA APLICABLE A AMÉRICA LATINA PARA EL LEVANTAMIENTO DE CATASTRO DE REDES DE ALCANTARILLADO Gabriela Hernández, María Guzmán y Juan Saldarriaga	2815
ESTIMATIVA DO DESGASTES DAS PÁS DO ROTOR DE UMA BOMBA CENTRÍFUGA DECORRENTE DA ABRASÃO DE SEDIMENTO Rodrigo Otávio Peréa Serrano, Ana Letícia Pilz de Castro, Rubens Gomes Dias Campos, Edwin Andrés Mancilla Rico,	
Jessica Karine Barros Silva, Maria Aparecida Pinto y Carlos Barreira Martinez	2827
DISEÑO OPTIMIZADO DE TUBERÍAS EN SERIE EN REDES DE DRENAJE URBANO INCLUYENDO ESTRUCTURAS DE CAÍDA Andrea Marú, Andrés Aguilar, Natalia Duque y Juan Saldarriaga	2837
ESTUDO COMPARATIVO DE ALTERNATIVA EM CONCRETO ARMADO E EM GABIÃO PARA PROJETO DE VERTEDOURO Eduardo de Assis Cabral, Giovana Batista Andreis y Ricardo Magno Priester	2849
PROPUESTA DE REHABILITACIÓN AL SISTEMA ELECTROMECÁNICO DE LA PLANTA DESALINIZADORA LITIBÚ Humberto Ramírez Rivera, Raúl González Avilés, Rodrigo Santos Tellez, José Rodríguez Varela y Hugo Vera Benitez	2859

CONSIDERACIONES AL DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO Y PLUVIAL CON TUBERÍAS FLEXIBLES EN SUELOS BLANDOS Manuel Moises Cabrera Delgadillo	
DISEÑO DEL SALTO DE ESQUÍ PARA LA PRESA CÓNDOR CLIFF Mariano Lapetina y Nicolás Badano	2883
NUEVO ENFOQUE PARA CONSIDERAR LA DURABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS EN GAVIONES RELACIONADO AL NUEVO TIPO DE PROTECCIÓN APLICADO A LOS ALAMBRES Gerardo Fracassi, Javier Herrera y Petrucio Santos Junior	2895
DISEÑO DE CANALES ESCALONADOS PARA DRENAJE URBANO Gabriel Rosado Cantillo, Lilian Posada García y Ramiro Marbelo-Pérez	2905
DETERMINAÇÃO DE TAXAS DE EROSÃO PARA MISTURA DE BORRACHA E CIMENTO PARA APLICAÇÃO EM MODELOS REDUZIDOS Rubens Gomes Dias Campos, Alovsio, Portugal Maia Saliba, Raquel de Souza Camargos, Victor Hugo, Brum Biscaro,	
y Daniel Tuler Passos	2917
ESTRUCTURA ESCALONADA CON FLUJO RASANTE PARA REALIZAR LA ENTREGA DE UN AFLUENTE A UN CANAL REALINEADO Héctor Alfonso Rodríguez Díaz y Andrés Humberto Otálora Carmona	2929
DIMENSIONAMENTO DO ROTOR DE UMA TURBINA HIDROCINÉTICA PARA CONDUTOS FORÇADOS - APLICADA EM SISTEMAS DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA POR GRAVIDADE Leirisson Santos, Afonso Júnior, Rodrigo Perea, Ana Castro y Edna Maria de Faria Viana	2938
SIMULACIÓN HIDRODINÁMICA DE UNA PRESA PARA CONTROL DE AVENIDAS UTILIZANDO UN MODELO FLUVIAL BIDIMENSIONAL	
Víctor Hugo Guerra Cobián, Adrián Leonardo Ferriño-Fierro, Fabiola Doracely Yépez-Rincón, Ricardo Alberto Cavazos González, Omar Antonio Cardiel Vázquez y Pedro Jaime Gómez Ramírez	
DESSÕES ATUANTES EM RACIA DE DISSIDAÇÃO COM SOLEIDA TEDMINAL	
Eliane Conterato, Carolina Kuhn Novakoski, Maurício Dai Prá, Luiz Augusto Magalhães Endres, Daniela Guzzon Sanagiotto, Guilherme Santana Castiglio, Rute Ferla, Marcelo Giulian Marques y Aline Saupe Abreu	2955
COMPARAÇÃO DA DISSIPAÇÃO DE ENERGIA AO LONGO DE UMA CALHA EM DEGRAUS COM AERAÇÃO NATURAL E AERAÇÃO FORÇADA	
Carolina Kuhn Novakoski, Priscila dos Santos Priebe, Eder Daniel Teixeira, Augusto Ceron Reginatto, Eliane Conterato, Guilherme Santana Castiglio, Alba Valéria Brandão Canellas, Fabricio Prates Desessards, Marcelo Giulian Marques y Aline Saupe Abreu	2965
ANÁLISE E NOVA FUNÇÃO PARA O MODELO NWS BREACH - BARRAGENS ZONADAS Felipe P. Diniz y André L. T. Fabiani	2974
APROVECHAMIENTO HIDROELÉCTRICO "LA PALCA" SAN JUAN Jorge Alberto Orellano Pelle, Luis Maria Calvo, Elena Alonso, Cristian Vega Pedrozo y Rodolfo Muñoz	2983
OTIMIZAÇÃO MULTIOBJETIVA PARA LOCALIZAÇÃO ÓTIMA DE SENSORES DE QUALIDADE EM REDE DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA	
Sandra Maria Cardoso, Daniel Bezerra Barros, Eva Carolline Martins Oliveira, Bruno Melo Brentan, Edevar Luvizotto Junior y Lubienska Cristina Lucas Jaquiê Ribeiro	2992
BALANCE HÍDRICO DE LAS PRESAS HOOVER Y GLENN CANYON UBICADAS SOBRE EL CAUCE DEL RÍO COLORADO Irving Garcia Reyes, Jonathan Gilberto Bolaños Castillo y Fernando Jorge González Villarreal	3002
AUTOGESTIÓN DE OBRAS DE INFRAESTRUCTURA SANITARIA EN BARRIOS POPULARES COMO ESTRATEGIA DE INCLUSIÓN María Eva Koutsovitis y Matías Goyeneche	3014
EFEITOS DE ESCALA EM ESCOAMENTOS SOBRE VERTEDOUROS EM DEGRAUS: INVESTIGAÇÃO NUMÉRICA E COMPUTACIONAL	
Lucas Camargo da Silva Tassinari, Daniela G. Sanagiotto, Luísa L. Lauffer, Marcelo G. Marques y Edgar F. Trierweiler Neto	3023

DISEÑO Y ESTIMACIÓN DEL ÁREA DE COLECCIÓN MÍNIMA DE UN COLECTOR DE AGUA DE LLUVIA FLEXIBLE PARA COMUNIDADES MARGINADAS Martin Mundo-Molina	3035
ANÁLISE DE CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS E PARÂMETROS GEOMÉTRICOS DE ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS DE ESGOTO Marília de Marco Brum, Daniela Guzzon Sanagiotto y Marcelo Giulian Marques	3040
REDUCCIÓN DE PÉRDIDAS DE AGUA EN UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE MEDIANTE LA LOCALIZACIÓN ÓPTIMA DE BOMBAS UTILIZADAS COMO TURBINAS (BUTU) Juan Miguel Garcia Parra y Camilo Andrés Salcedo Ballesteros	3050
DETERMINACIÓN DE LA POLÍTICA DE OPERACIÓN DE UNA PRESA INCLUYENDO LAS LLUVIAS DE LA CUENCA DE APORTACIÓN Claudia Rojas Serna, Agustín Felipe Breña Puyol y Marco Antonio Jacobo Villa	3062
ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO DEL ENTUBAMIENTO DE UN CANAL DE RIEGO ASOCIADO A UNA CENTRAL MINI ELÉCTRICA EN MÉXICO Mario Montiel Gutiérrez, Luis F. Velazquez Serrano, Félix Martinez y Alfonso Osuna Duarte	3072
ESTUDOS DE FLARING PIERS EM MODELO HIDRÁULICO REDUZIDO DESENVOLVIDOS NO BRASIL	
Rafael de Lara, Carlos Olavo Slota Ovelar, Carolina Fontanelli, José Junji Ota, Mauricio Dziedzic y Sabrina Torchelsen Cruz	3080
INFLUÊNCIA DOS FLARING PIERS NA CAPACIDADE DE DESCARGA DE VERTEDOUROS Ingrid Illich Muller, Carlos Eduardo Neiva de Lima Michaud, Carlos Olavo Slota Ovelar, Carolina Fontanelli y Fernando Ribas Terabe	3092
INFLUÊNCIA DA POSIÇÃO DE INSTALAÇÃO SOBRE A HIDRODINÂMICA DE UM CONVERSOR OSCILANTE POR TRANSLAÇÃO DE ONDAS Guilherme Fuhrmeister Vargas y Edith Beatriz Camaño Schettini	3101
ELABORACIÓN DE ESTUDIOS HIDRÁULICOS PARA EL DISEÑO ÓPTIMO DE CARRETERAS Y SUS PUENTES	
Tania Paola Robles Montero, Guillermo Leal Báez y Juan Carlos García Salas	3111
CONTROL OPERATIVO DE SEDIMENTOS PARA GARANTIZAR LA SOSTENIBILIDAD DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA AMAIME (COLOMBIA) Hernando Arteaga Gómez	3124
REVISIÓN DE PARÁMETROS HIDRÁULICOS EN UN VERTEDOR ESCALONADO USANDO DATOS DE MODELACIÓN FÍSICA Y NUMÉRICA	7174
REDUCCIÓN DE LA AMENAZA POR ALUDES TORRENCIALES MEDIANTE OBRAS DE CONTROL	5154
DE SEDIMENTOS EN LA CUENCA CAMURÍ GRANDE, ESTADO VARGAS, VENEZUELA Karol Sánchez y Francois Courtel	3146
DETERMINAÇÃO DO FATOR DE EMPOLAMENTO CARACTERÍSTICO DE MATERIAIS DESASSOREADOS DO RIO TIETÊ EM SÃO PAULO, BRASIL André Da Silva Mendes, Vassiliki Terezinha Galvão Boulomytis, José Augusto Rocha Mendes, Jonathan Bruno Moreira	
y Sílvio Luiz Giudice	3158
ADMINISTRACIÓN DE ACTIVOS EN EL SISTEMA CUTZAMALA Juan C. García Salas, Fernando González Cáñez y Guillermo Leal Báez	3166
MODELO FÍSICO DEL VERTEDERO DE DESCARGA DIQUE LOS ALAZANES, PROVINCIA DE CÓRDOBA, ARGENTINA Matias Eder, Jonathan Muchiut, Leticia Tarrab, Yarielis Ferrer L., Matías I. Ragessi, Antoine Patalano, Román Martino,	
Joaquín Candelaria, Héctor Muratore y Andrés Rodríguez	3178
SIMULACION DE LA OPERACIÓN DE EMBALSES MEDIANTE EPANET 2.0 Luis Mora, Wilmer Barreto, María García, Néstor Méndez, Hervé Jégat y Jorkman Rondón	3191

MODELACIÓN DEL COEFICIENTE DE RESISTENCIA AL FLUJO "N" DE MANNING PARA DISEÑO DE CANALES Marcial Calero Amores y Laura de Jesús Calero Proaño	3203
DESARROLLO DE UNA MATRIZ MULTICRITERIO PARA LA TOMA DE DECISIONES CONDUCENTE A LA REMOCIÓN DE PRESAS	
Valentina Martínez Gallo, Antonio Tejera Cañizales y Arturo Marcano González	3209

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

PROPUESTA DE MEDIDAS ESTRUCTURALES PARA EL CONTROL DE INUNDACIONES DE LA CIUDAD DE TRUJILLO, PERÚ.

Ing. Gian Franco Morassutti F.

G.F.M. Ingeniería C.A., Valencia, Venezuela, gfmorassutti@gmail.com

RESUMEN:

La presencia de fenómenos naturales forma parte integral del proceso de la evolución de la tierra, estos fenómenos naturales han acompañado al ser humano a lo largo de su existencia. Estos eventos son difíciles de afrontar por el escaso control que se puede tener sobre ellos, aún con los avances tecnológicos que se puedan tener para estudiarlos o eventualmente predecirlos.

El presente informe tiene como finalidad la de presentar una Propuesta de Medidas Estructurales para el Control de Inundaciones de la Ciudad de Trujillo, Perú, basadas en las actividades realizadas por la Delegación de la Escuela Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Carabobo, Valencia, Estado Carabobo, Venezuela, en relación a la visita realizada a la Municipalidad El Porvenir de la Ciudad de Trujillo en Perú, luego de la ocurrencia del denominado fenómeno "Huaico" ocurrido en Marzo de 2.017. ((Soto F., Leal L., Morassutti G.F., Romanello M., Dautant R., 2.017)

Es preciso resaltar que este trabajo se realizó gracias a la invitación y en especial al apoyo logístico prestado por la Brigada Internacional de Rescate Topos Tlatelolco-Azteca (BIRTA) de México.

ABSTRACT:

The presence of natural phenomena is an integral part of the process of the evolution of the earth, these natural phenomena have accompanied the human being throughout its existence. These events are difficult to face because of the limited control that can be had over them, even with the technological advances that can be had to study them or eventually predict them.

The purpose of this report is to present a Proposal for Structural Measures for the Control of Floods of the City of Trujillo, Peru, based on the activities carried out by the Delegation of the Civil Engineering School of the Faculty of Engineering of the University of Carabobo, Valencia, Carabobo State, Venezuela, in relation to the visit made to the Municipality of El Porvenir of the City of Trujillo in Peru, after the occurrence of the so-called "Huaico" phenomenon occurred in March of 2.017. ((Soto F., Leal L., Morassutti G.F., Romanello M., Dautant R., 2.017)

It is necessary to highlight that this work was carried out thanks to the invitation and especially to the logistic support provided by the Topos Tlatelolco-Azteca International Rescue Brigade (BIRTA) of Mexico.

PALABRAS CLAVES: Huaico, Flujo de lodos (Mudflow), Dique de Retención, gaviones.

INTRODUCCIÓN

En la Ciudad de Trujillo, se presentó el fenómeno del Huaico en el cauce de la Quebrada San Ildefonso, el evento ocurrido en Marzo de 2.017 generó una tormenta de características extraordinarias que originó un fenómeno denominado "Huaico" (flujo de lodos y piedras), el cual generó un flujo de barros (Mudflow) que escurrió desde la cuenca alta hacia la zona urbana ubicada aguas abajo. El flujo de lodos y barros produjo una importante inundación en la zona urbana con afectaciones de viviendas y comercios ubicados en la zona urbana, el cual generó afectaciones en la Municipalidad de El Porvenir y hacia el centro de la Ciudad debido al escurrimiento del flujo de barros y lodos hacia las zonas bajas, ocasionando daños materiales así como a la infraestructura existente, mermando la calidad de vida de los pobladores y causando pérdidas de bienes y enseres de los pobladores al igual que daños estructurales en viviendas y comercios en la zona afectada.

DESCRIPCIÓN DEL EVENTO OCURRIDO EN MARZO DE 2.017.-

El evento ocurrido en Marzo de 2.017 generó una tormenta de características extraordinarias que originó un fenómeno denominado "Huaico" (flujo de lodos y piedras), el cual generó un flujo de barros (Mudflow) que escurrió desde la cuenca alta hacia la zona urbana ubicada aguas abajo. El flujo de lodos y barros produjo una importante inundación en la zona urbana con afectaciones de viviendas y comercios ubicados en la zona urbana.

Desde el punto de vista geográfico, la Ciudad de Trujillo, específicamente el Sector El Porvenir, está ubicado en el piedemonte de la Qda. San Ildefonso. El cauce natural que proviene de la serranía termina en el piedemonte donde se inicia la zona urbana, donde es preciso destacar que no existe un sistema de drenaje cónsono con las necesidades, de manera que el cauce natural sigue a través de la vialidad de manera incontrolada hasta la costa del Océano Pacífico.

En la zona urbana afectada por el flujo de lodos y barros se observaron importantes inundaciones en las viviendas con depósitos de lodos de hasta 1,7 metros de altura dentro de las viviendas del Sector Rio Seco, sector ubicado inmediatamente aguas abajo del piedemonte de la Qda. San Ildefonso. A continuación se muestran algunas fotografías en las que se ilustran los efectos del Huaico en el Sector de Río Seco.



Foto Nº 1.- Vista del flujo de lodos y barros en la Calle Atahualpa del Sector Río Seco frente al Parque infantil del sector.



Foto N° 2.- Vista en detalle del flujo de barros sobre el Parque infantil de Río Seco.



Foto Nº 3.- Vista del flujo de barros sobre el Parque infantil de Río Seco. Obsérvese el banco asiento parcialmente cubierto por los de sedimentos.

Actual.



Foto Nº 4.- Vista del flujo de barros sobre el Parque infantil de Río Seco. Obsérvese el banco de asiento totalmente cubierto por los sedimentos.

En el caso particular de la Quebrada San Ildefonso, la misma escurre en sentido Este-Oeste desde la serranía hasta su descarga hacia el Océano Pacífico. La quebrada escurre por su cauce natural desde la serranía hasta el piedemonte y posteriormente el cauce escurre de forma natural hacia aguas abajo a través de calles y avenidas de la Ciudad de Trujillo (Ver Figura N° 1.-). Según los habitantes del lugar, en el piedemonte de su cauce natural fueron construidas tres presas de retención de sedimentos, de las cuales solo queda una, la cual fue afectada en este último evento ocurrido.



Con base en lo observado directamente en sitio, la geología de las laderas y el cauce natural en el piedemonte de la serranía, además de rocas fracturadas en algunos sectores, está compuesta por arenas y gravas finas, que son fácilmente arrastrables por el escurrimiento superficial (Ver Foto N° 5.- y Foto N° 6.-).

La estructura de retención existente, se encuentra fallada desde el punto de vista estructural, por lo cual ya no cumple la función para la cual fue diseñada y permite al paso del flujo de lodos proveniente de la parte alta de la cuenca hacia aguas abajo sin control hidráulico (Ver Foto N° 7.- y Foto N° 8.-).



Foto N° 5.- Vista hacia aguas abajo del cauce desde el sitio de presa.



Figura Nº 6.- Vista hacia aguas arriba del cauce desde el sitio de presa.



Figura N° 7.- Presa de retención fallada en el estribo derecho.



Figura Nº 8.- Vista frontal del estribo izquierdo de la presa existente fallada. Obsérvese que el núcleo es de material granular con arenas y gravas, mientras que la cara de los taludes se recubrieron con enrocado.

Al llegar al pie de monte, el desarrollo urbano ha ido invadiendo el desarrollo natural del cauce. Prácticamente al inicio de la zona urbana, la comunicación vial entre un lado y el otro del cauce natural se realiza mediante un badén (batea). Agua abajo del badén, el escurrimiento del flujo ha sido encauzado con muros de protección de las márgenes hacia una calle-canal denominada Av. Hipólito Unanue hasta su intersección con la Calle Vergara. A partir de esta intersección el escurrimiento sigue sin ningún control a través a de las calles y avenidas de la Municipalidad de El Porvenir hasta las zonas bajas de la Ciudad de Trujillo. (Ver Foto Nº 9.- y Foto Nº 10.-)



Foto Nº 9.- Vista hacia aguas arriba del sitio de la batea para el paso de las aguas de escorrentía.



Foto N° 10.- Vista hacia aguas abajo del sitio de la batea para el paso del flujo. Obsérvese la presencia de muros laterales y al final de este canal se inicia la vialidad del urbanismo.

DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL.-

Sobre la base de las condiciones observadas, el evento ocurrido en Marzo de 2.017 en la Ciudad de Trujillo, generó un importante arrastre de sedimentos compuesto fundamentalmente por arenas y gravas finas que produjo un flujo de barro (mudflows). El material arrastrado llegó a la zona urbana afectando las viviendas y el normal desenvolvimiento de las actividades diarias generando pérdidas materiales cuantiosas y afectaciones a unas 10.000 propiedades entre viviendas y negocios. (Figura N° 2.-)





Foto N° 11.- Vista hacia aguas abajo del cauce natural en la zona urbana, el cual escurre por una calle del Sector Río Seco.



Foto N° 13.- Vista de afectación en las calles y viviendas en el Sector Rio Seco del Distrito El Porvenir.



Foto Nº 12.- Vista panorámica del Sector Río Seco donde se muestra la dirección del escurrimiento a través de las calles en la zona urbana.



Foto N° 14.- Vista del interior de una vivienda y la acumulación de lodos producto del deslave.

En el caso de afectación a las viviendas, las marcas del nivel que alcanzó el flujo dentro de las viviendas fue de hasta 1,60 metros; ocasionando acumulación de lodos dentro de las mismas generando pérdidas materiales.

A partir del punto bajo que se generó en el Cementerio Mampuesto, una vez que la acumulación del flujo superó el nivel de las veredas, la escorrentía hacia aguas abajo generó afectaciones en la zona del centro de la Ciudad de Trujillo, en donde se han observado marcas de agua de 0,60 metros de altura en promedio por sobre el nivel del asfalto

PROPOSICIÓN DE SOLUCIONES.-

En vista de la vulnerabilidad de la zona urbana ante la eventual ocurrencia de precipitaciones que originen escurrimientos que arrastren materiales arenosos hacia las zonas urbanas ubicadas aguas abajo, se propone la construcción de estructuras de retención de sedimentos.

Es imprescindible controlar el flujo de barro mediante estructuras de retención de sedimentos ubicadas en el cauce natural desde el piedemonte hasta antes de la zona urbana.

De igual forma, en vista de la inexistencia de un sistema de drenaje urbano en la Ciudad de Trujillo, se hace necesario plantear el análisis de factibilidad de desviar las aguas de la Quebrada San Ildefonso hacia la Cuenca del Río Moche ubicado al Sur .

Sobre la base de lo expuesto en los párrafos anteriores, la proposición de soluciones se ha enfocado en dos etapas.

PRIMERA ETAPA.-

Con la finalidad de mitigar la acción del flujo de lodos, se deben construir estructuras que permitan el control de los sedimentos que provienen de la parte alta de la cuenca y así evitar que ingresen a la zona urbana.

En tal sentido, se propone la construcción de tres (3) estructuras de retención de sedimentos. Estas estructuras deben estar ubicadas entre el piedemonte de la serranía y antes de llegar a la zona urbana donde finaliza el cauce natural y se convierte en una calle de la zona urbana. (Figura N° 3.-)

En el momento de la ocurrencia de las precipitaciones, estas estructuras retendrán los sedimentos arrastrados y realizarán una amortiguación de las crecidas, permitiendo retener los sedimentos arrastrados desde aguas arriba y dejando escurrir un gasto menor al de la crecida por el efecto amortiguador de las estructuras de retención, logrando una mitigación de los efectos de una eventual crecida.



XXVIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica 2018 - Argentina | 2543

Para el caso de la Quebrada San Ildefonso y en vista de los materiales presentes en la cuenca, se han planteado tres alternativas para la construcción de estas estructuras de retención de sedimentos.

La primera alternativa se refiere a que las estructuras de retención sean construidas en gaviones (Figura Nº 4.-), pues en el caso de la Quebrada San Ildefonso, en la Ciudad de Trujillo, estas estructuras son idóneas, ya que el material pétreo para su construcción se encuentra en el cauce.



Figura Nº 4.- Estructura de Retención de Sedimentos de cestas de gaviones convencionales rellenas en piedra.

La segunda alternativa se refiere también a una estructura de gaviones, pero en este caso se plantea la posibilidad de construir la estructura con cestas de gaviones rellenos en piedra en la parte exterior de la estructura, mientras que el núcleo se propone que se construya con cestas de gaviones con material geotextil (Flexmac® o similar) rellenos con material arenoso del sitio (Figura N° 5.-).



Figura Nº 5.- Estructura de Retención de Sedimentos gaviones rellenas en piedra y núcleo con cestas de gaviones con material geotextil (Flexmac® o similar) rellenos con material arenoso del sitio.

La tercera alternativa se refiere también a una estructura de gaviones, pero en este caso se plantea la posibilidad de construir la estructura con cestas de gaviones rellenos en piedra en la parte exterior de la estructura y el núcleo se construya con bolsas de geotextil de alto módulo fibrilado de polipropileno rellenas con material del sitio. (Figura Nº 6.-)



Figura N° 6.- Estructura de Retención de Sedimentos gaviones rellenas en piedra y el núcleo con bolsas de geotextil de alto módulo fibrilado de polipropileno rellenas con material del sitio.

Es importante destacar que las estructuras de gaviones han tenido un muy buen comportamiento ante deslaves de flujos de lodos y piedras en cuencas torrenciales (Morassutti G.F., 2.002) (Morassutti G.F., 2.016). Sobre la base de lo anterior, es preciso indicar que las alternativas planteadas se proponen con cestas de gaviones debido a la presencia de material pétreo en la cuenca idóneo para estas estructuras. Sin embargo, en vista de la presencia de abundantes materiales arenosos, se plantean otras dos alternativas con la finalidad de economizar las estructuras, utilizando material arenoso. Ahora bien, es preciso indicar que cualquier alternativa que se construya debe considerar estructuras de gavión con piedras en la parte exterior y en especial con la tercera alternativa se debe considerar elementos de gaviones internos que conecten la cara anterior y la posterior de la estructura y propiciar una retícula con gaviones rellenos de piedra que consoliden una estructura homogénea resistente a los eventuales impactos por los flujos de lodos y piedras que eventualmente provengan de la cuenca alta de la Qda. Ildefonso.

SEGUNDA ETAPA.-

En vista de la inexistencia de un sistema de drenaje urbano en la Ciudad de Trujillo cónsono con los requerimientos, así como de la vulnerabilidad de la zona urbana ante eventuales tormentas que originen escurrimientos que generen afectaciones a las viviendas y al normal desenvolvimiento de la vida urbana, se hace necesario plantear la elaboración de un análisis de factibilidad para el desvío de las aguas de la Quebrada San Ildefonso hacia la Cuenca del Río Moche.

La solución propuesta comprende el estudio de factibilidad técnica y de construcción de un canal perimetral de recolección de los flujos de lodos y barros provenientes de las laderas desde la Quebrada San Ildefonso, recorriendo todo el piedemonte de la cordillera hasta su descarga en el Río Moche.

Si este planteamiento es factible desde el punto de vista de la factibilidad altimétrica, así como del alineamiento de su recorrido, se propone la elaboración de un proyecto que establezca los lineamientos planialtimétricos y de dimensionamiento que permitan la ejecución de este desvío en beneficio de la zona urbana y agrícola de la Ciudad de Trujillo.

La construcción de un canal perimetral, permitirá la captación y conducción de los flujos de lodos y barros provenientes de las laderas de la cordillera, desde la Quebrada San Ildefonso, recorriendo todo el piedemonte de la cordillera hasta su descarga hacia el Río Moche.

Se ha considerado el diseño de un canal abierto excavado directamente en el terreno, de sección trapecial con traviesas estratégicamente ubicadas como dispositivos de control de la pendiente longitudinal y revestido en sus márgenes a fin de evitar los procesos erosivos por el tipo de terreno, cuya característica es esencialmente de material arenoso y de gravas finas. En la Figura N° 7.- se muestra la sección típica del canal de desvío y recolección de las aguas provenientes de las laderas de la cordillera, el cual se propone con fondo móvil y márgenes revestidas con colchones de gavión para proteger los taludes de excavación. Es preciso indicar que en vista de que los flujos que escurrirán por este canal contendrán materiales arenosos que pueden ser abrasivos, se propone que las traviesas propuestas en gaviones sean revestidas con roca cementada que se ha demostrado que resiste la abrasión de un flujo con arrastre de materiales arenosos o gravosos (Morassutti G.F., 2.002) (Morassutti G.F., 2.016). (Ver Figura N° 8.-)



Figura Nº 7.- Sección Típica del Canal de Desvío y Recolección.-



Figura Nº 8.- Sección Típica de la traviesa del Canal de Desvío y Recolección con el revestimiento de roca cementada propuesta.-





Figura Nº 9.- Proposición de Soluciones: Segunda Etapa.-

CONCLUSIONES.-

Sobre la base de los análisis realizados, el presente informe ofrece una Propuesta de Medidas Estructurales para mitigar los efectos de los desbordes e inundaciones de la Qda. San Ildefonso en la Ciudad de Trujillo. Municipalidad El Porvenir, Perú.

Es preciso indicar que la Primera Etapa de las soluciones propuestas debe ser implementada a la mayor brevedad, con la finalidad de proteger a la zona urbana de la Ciudad de Trujillo ante nuevos eventos pluviométricos que pongan en peligro los bienes y enseres de la población, además de las afectaciones al normal desenvolvimiento de la vida diaria. Las estructuras de retención de sedimentos propuestas, con cualquieras de las alternativas planteadas, pueden ser construidas en lapsos de tiempo no mayores de tres o cuatro meses, de manera que la mitigación de los efectos de los desbordes e inundaciones de la zona urbana se lograría a corto plazo. En lo que se refiere a la Segunda Etapa, se propone realizar el estudio de factibilidad técnica y de construcción de un canal perimetral de recolección de los flujos de lodos y barros provenientes de las laderas desde la Quebrada San Ildefonso, recorriendo todo el piedemonte de la cordillera hasta su descarga en el Río Moche.

CONSIDERACIONES FINALES.-

La falta de terrenos adecuados para urbanizar, ha hecho que numerosas ciudades y poblaciones se asienten sobre las laderas y abanicos aluviales de los ríos de montaña. Los deslizamientos, los flujos de detritos o aludes torrenciales, los flujos de barros y las inundaciones, ocurren de manera natural y frecuentemente en estos ambientes, amenazando gravemente los desarrollos urbanos allí asentados. Es por estas razones que la ocupación de los abanicos aluviales tiene que ir acompañada de medidas de control y mitigación contra la amenaza torrencial.

Los riegos que se originan por la ocurrencia de los aludes torrenciales no pueden ser eliminados y no se pueden eliminar. Lo que sí se puede hacer es estar mejor preparados para evitar, en la medida de lo posible, que un nuevo alud torrencial origine afectaciones en las áreas urbanas ubicadas en los piedemonte de las serranía y a su habitantes.

Desde el punto de vista conceptual, la Gestión del Riesgo de Desastres es un proceso social cuyo fin último es la prevención, la reducción y el control permanente de los factores de riesgo de desastre en la sociedad, así como la adecuada preparación y respuesta ante situaciones de desastre, considerando las políticas nacionales con especial énfasis en aquellas relativas a materia económica, ambiental, de seguridad, defensa nacional y territorial de manera sostenible.

Es importante destacar que estos fenómenos, que ocurren generalmente en las áreas adyacentes a los piedemontes de las serranías, deben ser del conocimiento público. No obstante, los organismos públicos deben restringir las áreas de riesgo mediante la implementación de Planes de Desarrollo Urbano que limiten o circunscriban las áreas a desarrollar y que definan las áreas delimitadas como planicies inundables con riesgo potencial, en este caso con riesgo de eventuales inundaciones o desbordes de los cauces naturales.

La capacidad de la población para interpretar los hechos pasados ocurridos en la naturaleza, es determinante para establecer áreas seguras para la implantación de desarrollos urbanos. Todo ello se logra con algo muy simple.....con la educación de la población.

REFERENCIAS

Soto S. Francisco, Leal G. Leslie, Morassutti F. Gian Franco, Romanello O. Mauricio, Dautant S. Rafael (2.017), (Delegación de la Escuela Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Carabobo, Valencia, Estado Carabobo, Venezuela). "Informe de Evaluación del Evento de Inundaciones de Marzo de 2.017 en la Municipalidad El Porvenir en la Ciudad de Trujillo, Perú." (Abril 2017).

Morassutti F. Gian Franco. (2.002) Corpovargas – "Proyectos de Control de Erosión y Canalización de Ríos y Quebradas en el Estado Vargas, Venezuela." - Definición de Criterios de Diseño. (Documento Interno) (Enero 2002).

Morassutti F. Gian Franco, (2.016) - "Manual de Diseño de Estructuras de Corrección de Torrentes y Retención de Sedimentos". (2016). Sin Editar.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

USO DE SUSTRATOS ALTERNATIVOS PARA MEJORAR LA RETENCIÓN Y DISTRIBUCIÓN DE AGUA EN MUROS VERDES

Y.A. Rivas-Sánchez^a, M.F. Moreno-Pérez^b, J. Roldán-Cañas^c

University of Córdoba, Department of Agronomy, Campus de Rabanales, 14071 Córdoba, Spain. ^az32risay@uco.es, ^bmfatima@uco.es, ^cjroldan@uco.es

RESUMEN:

En este trabajo se ha diseñado un prototipo de muros verdes para analizar la diferencia entre los sustratos de fibra de coco mezclada con cascarilla de arroz, con menor impacto ambiental, y el de musgo Sphagnum, habitualmente usado como medio de cultivo. La escorrentía y la retención hídrica de los sustratos se analizaron mediante sensores de flujo y humedad. El sustrato compuesto de cascarilla de arroz y fibra de coco mostró mayor homogeneidad en la distribución del agua de riego que el musgo Sphagnum. Los análisis de clorofila mostraron diferencias estadísticamente significativas entre el material vegetal plantado en el sustrato de fibra de coco y cascarilla de arroz y en el de Sphagnum, pero no se encontraron diferencias en biomasa y en el contenido hídrico.

ABSTRACT:

In this work, a prototype of green walls has been designed to analyze the difference between the substrates of coconut fiber mixed with rice husks, with less environmental impact, and that of Sphagnum moss, usually used as a growing medium. The runoff and the water retention of the substrates were analyzed by flow and humidity sensors. The substrate composed of rice husk and coconut fiber showed greater homogeneity in the distribution of irrigation water than Sphagnum moss. The chlorophyll analyzes showed statistically significant differences between the plant material planted in the coconut fiber substrate and rice husk than in the Sphagnum, but no differences were found in biomass and water content.

PALABRAS CLAVE: Sphagnum; Fibra de coco; Cascarilla de arroz; Jardín vertical; Riego

INTRODUCCIÓN

Los muros verdes pasivos se clasifican, generalmente en dos tipos de sistemas: modulares y continuos (Manso y Castro-Gomes, 2015). Los sistemas modulares son actualmente los más utilizados comercialmente debido a su fácil instalación y también a su aptitud para utilizar diferentes tipos de especies vegetales, pero estas requieren sustratos especiales como musgos tipo Sphagnum o materiales sintéticos que exigen un mantenimiento regular (Safikhani et al., 2014). Los sistemas modulares son, generalmente, cajas con una capa de vegetación establecida verticalmente. En los últimos años, se han realizados diferentes investigaciones sobre los muros verdes mostrando así algunas desventajas especialmente en los materiales utilizados en el medio de crecimiento debido a su alta carga ambiental (Ottelé et al., 2011).

Existe poca investigación sobre la diversidad de muros verdes en España. Actualmente, cuando existe la necesidad de establecer un muro verde por arquitectos o paisajistas, estos los instalan siguiendo razones no ecológicas, tales como recursos estéticos, la concesión de préstamos orientados al financiamiento de proyectos que promueven el uso sostenible de los recursos naturales renovables, esto es, los denominados préstamos verdes, así como por el valor económico. No los usan como aislamiento térmico o para reducir el agua de escorrentía, ya que las inundaciones están convirtiéndose en una problemática cada vez mayor debido a la impermeabilidad de las áreas urbanas (Francis y Lorimer, 2011). En estas condiciones, el sustrato de Sphagnum es el habitualmente utilizado en muros verdes que, además, no permite ni la colonización vegetal natural ni la variedad ambiental. En los últimos años, los estudios se han concentrado en los beneficios económicos en vez de en la biodiversidad (Perini y Rosasco, 2013), pero, no obstante, estas investigaciones son vitales si los muros verdes se convirtieran en parte de la planificación y el desarrollo de las ciudades.

Así nace la necesidad de encontrar nuevos materiales alternativos reciclados que posean un impacto ambiental menor para una mayor sostenibilidad del medio ambiente, siendo pues el objetivo de este trabajo usar materiales alternativos tales como cascarilla de arroz, lana de roca y fibra de coco (Larcher et al., 2013), los cuales han mostrado en los últimos años que poseen características fisicoquímicas similares a las de los materiales convencionales (Rose y Haase., 2000; Holman et al., 2005).

No existen normas especiales para los muros verdes en España y muchas de las normas utilizadas en el extranjero, siguiendo los estándares del Reino Unido, no siempre son compatibles con el mercado (FLL, 2002), Se ha publicado relativamente poco sobre sustratos alternativos para muros verdes, pues para conseguir un muro verde ambientalmente correcto, su sustrato debe ser adecuadamente caracterizado ya que es importante determinar si los materiales alternativos donde estará apoyada la vegetación, tendrán éxito en áreas con temperaturas extremas como el sur de España (Mickovski et al., 2013). En este trabajo, se considerarán dos objetivos, en primer lugar, utilizar materiales alternativos como sustrato en las tecnologías de muros verdes en regiones cálidas del sur de España, y, en segundo lugar, comprobar que los sustratos reciclados son alternativas viables partiendo del estudio de las propiedades físicas, químicas y de los costes económicos (Molineux et al., 2009).

Para ello, se diseñó un prototipo de muros verdes para analizar la diferencia entre sustratos alternativos eco-compatibles, como la cascarilla de arroz mezclada con cascara de coco de acuerdo a trabajos preliminares donde se demostró la eficiencia de estos materiales (Rivas et al., 2017a), y el musgo Sphagnum como medio de crecimiento en muros verdes (Vijayaraghavan y Raja, 2014) Se estudiaron las características fisicoquímicas de los dos medios de crecimiento y también se analizaron parámetros como la retención de agua en los sustratos establecidos en el muro verde y la

homogeneidad en la distribución del agua dentro de los prototipos por medio de sensores electrónicos. Además, se analizó el desarrollo de las plantas en cada uno de los sustratos.

Para verificar la idoneidad de los sustratos se utilizaron sensores de humedad y de flujo conectados a un microcontrolador que registrara los datos tomados por estos, y para identificar la mejor combinación de planta y sustrato, se utilizaron dos diferentes especies, como planta tapizante Aptenia cordifolia y como planta de flor con mayor porte Lampranthus spectabilis (Emilsson, 2008).

Para conocer el efecto que el sustrato tiene sobre el crecimiento de las plantas, se determinaron el contenido de clorofila, la biomasa y la cantidad de agua en el material vegetal.

El contenido de clorofila en las hojas es un parámetro muy útil para evaluar el estado fisiológico de las plantas establecidas en los muros verdes. El contenido de pigmentos fotosintéticos puede cambiar como respuesta a factores causantes de estrés, a la capacidad fotosintética o al estado de desarrollo de la planta (Ustin et al. 1998). La determinación de clorofila en tejidos vegetales por extracción con acetona a 85 %, es un método utilizado para estimar el estado nutrimental del cultivo (Hansmann, 1973). El cálculo del contenido de clorofilas en las plantas de los muros verdes, haciendo correlaciones con las concentraciones de clorofila extraíble, permite obtener los valores del rendimiento del material vegetal establecido en los dos tipos de sustratos utilizados en los prototipos de muros verdes.

La biomasa es una variable clave de un proceso biológico, ya que su análisis nos ayuda a comprender la eficiencia del mismo. Se trata de una variable importante para establecer las tasas de producción, de consumo de nutrientes y el cálculo de los balances de masa del proceso biológico de las plantas establecidas en los muros verdes.

El agua compone gran parte de las plantas y en solución acuosa ocurre la mayor parte de las reacciones metabólicas, además de procesos necesarios como el crecimiento celular, la fotosíntesis y, por tanto, la misma productividad (Taiz y Zeiger 2006). Por esta razón, es importante analizar el contenido de agua en el material vegetal ya que la falta de agua en la planta origina respuestas en su crecimiento y productividad en los muros verdes.

MATERIAL Y MÉTODOS

Localización y sistemas de muros verdes

El experimento se estableció en el campus de Rabanales de la Universidad de Córdoba (37°54'51.3"N 4°43'28.5"W), con unas condiciones climáticas medias anuales de 17.8 °C de temperatura, pluviosidad de 612 mm y humedad relativa de 60%. Los ocho prototipos de muro verde de 1 m² de superficie por 0.1 m de espesor, se instalaron con orientación sur, y se componen de una estructura de aluminio con una tapa de malla que tiene la función mecánica de soporte, también poseen un canal de recolección de agua de PVC que dirige el agua al recipiente contenedor para la recirculación de agua a cada prototipo y tiene un revestimiento de fieltro para mantener la humedad (Jørgensen et al., 2014). El módulo de aluminio se fija en una estructura de acero mayor instalada sobre el suelo del edificio dejando 5 centímetros de espacio entre el muro y la cubierta verde. En cada prototipo de muro verde se estableció una tubería de 16mm flexible para el riego en la parte superior, y en su parte media, colocándose 96 goteros autocompensantes de 4 l/h de la marca ClickTif HD cada 20 centímetros de tubo. En la Figura 1 se pueden observar los prototipos.



Figura 1.- Prototipos de muros verdes.

Se ha realizado un ensayo de uniformidad de los emisores del sistema de riego utilizando la norma UNE-EN-ISO 9261. En total, se analizaron 9 de los 12 emisores de cada módulo, es decir, un total de 72 goteros en los 8 módulos analizados.

Medios de crecimiento

Para este experimento se utilizaron dos tipos de sustrato, el sustrato alternativo compuesto de una mezcla de fibra de coco y cascarilla de arroz con un porcentaje de 50%/50%, el cual se comparó con el sustrato de referencia el musgo Sphagnum. Los sustratos fueron distribuidos de forma aleatoria en los 8 prototipos, de tal manera que cuatro contenían la mezcla de fibra de coco/cascarilla de arroz y cuatro el musgo Sphagnum.

Las propiedades físicas y químicas de los sustratos analizados se obtuvieron en el laboratorio por medio del fotómetro multiparamétrico hi 83200 de Hanna Instruments, tomando una muestra del sustrato y dejándolo en 100 ml de agua desionizada por 24 horas. Para su posterior análisis se cogió extracto en saturación de cada uno de los sustratos utilizados para el experimento.

Plantación, Irrigación y fertilización

En este experimento se han utilizado dos diferentes especies de material vegetal *Lampranthus spectabilis* por su cobertura y como planta de flor con mayor porte A*ptenia cordifolia* (ver Figura 2). Las dos especies fueron seleccionadas teniendo en cuenta la exposición solar del lugar de establecimiento del prototipo de muro verde y por la fácil adquisición de estas plantas en la región. La densidad de siembra de las plantas ha sido de 36 plantas por prototipo, 6 filas × 6 columnas, espaciadas de forma equidistante entre los bordes del prototipo plantadas en agosto del 2016. Se han ubicado aleatoriamente en cada prototipo, pero cada uno poseerá la misma cantidad de plantas (Egea et al., 2014). Para la irrigación se utilizó una bomba centrifuga horizontal CRI mhb-3/03m (H = 24 m; Q = 3 m3/h; 230 V; 3.6 A) que suministra agua para cada uno de los prototipos de muro verde. La bomba está conectada a un programador Rain Bird ESP RZX4i, que la activa dependiendo de la lectura de los sensores de humedad, regando por goteo de dos a tres veces por día según la humedad del sustrato. El ciclo de experimentación fue el comprendido entre el 2 de agosto del 2016 a 8 de agosto del 2017, y en los meses en los que se regó más fueron junio y julio. La fertilización se realizará mediante el riego adicionando el fertilizante comercial orgánico de guano al agua proporcionando N, P, K en cada uno de los prototipos para muros verdes.



Figura 2.- Material vegetal a) Aptenia cordifolia y b) Lampranthus spectabilis.

La escorrentía y la retención de humedad

La escorrentía de los sustratos se analizó mediante sensores de flujo YF-S402, que utilizan un sistema "hall" para su funcionamiento instalados en el sistema de recolección de agua, en tanto que la retención de humedad del sustrato se midió con sensores de humedad FC-28 de bajo coste los cuales miden dicha humedad dependiendo de su conductividad. Estos sensores fueron instalados en diferentes partes del sustrato en los prototipos de muro verde. Los sensores de flujo y humedad estaban conectados a internet registrando los datos para su posterior análisis (Rivas et al., 2017b).

La calibración del sensor de flujo se realizó mediante el método volumétrico, tomando un volumen de referencia y así poder calibrar la programación para el microcontrolador según cada sensor. También para evitar errores en la toma de datos por medio de los sensores de flujo se tuvo en cuenta la correcta sujeción del sensor al tubo debido a que este puede tener variaciones según la inclinación o las pérdidas de agua por una mala conexión con la tubería de agua. La calibración del sensor de humedad se realizó mediante pruebas de ensayo en los sustratos húmedos, para así determinar el nivel de humedad óptimo para las plantas (Rivas et al., 2017b).

Los dos sensores estaban conectados a un microcontrolador Arduino el cual enviaba los datos a una base de datos por medio de internet. Los datos fueron tomados cada 5 minutos durante toda la fase del experimento. Un microcontrolador es un dispositivo electrónico que integra dentro un encapsulado y un gran número de componentes, como resistencias, condensadores, etc., conectados entre sí de forma muy específica y que tiene la característica de ejecutar de forma autónoma una serie de instrucciones previamente definidas por el programador (Rivas et al., 2017b). El microcontrolador es el componente principal del circuito de procesamiento y control (Artero, 2016). En Arduino tanto el hardware como el software son de código abierto (Banzi y Shiloh, 2016).

Crecimiento de plantas

La recolección del material vegetal se ha hecho un año después de su implantación, agosto de 2017. Hasta entonces el crecimiento de las plantas se ha caracterizado controlando el número de marras que se ha producido en cada prototipo y con cada sustrato, así como observando visualmente el desarrollo de las plantas en cada etapa de su crecimiento.

Tras la recolección, para la determinación del contenido de clorofilas totales de la biomasa se utilizó el método espectrofotométrico propuesto por Hansmann (1973) donde las muestras de 1g de la parte aérea de las plantas se trituraron y suspendieron en un volumen de 10 ml de acetonaagua al 85% (v/v) como disolvente extractor de los pigmentos. La clorofila absorbe la energía solar necesaria para iniciar el ciclo fotosintético de muchas plantas. La principal propiedad fisicoquímica responsable de este hecho es la elevada absorbancia que presenta la clorofila en el intervalo de longitudes de onda entre 400 nm y 700 nm. La clorofila A presenta máximos de absorción en 420 nm y 663 nm, mientras que la clorofila B los presenta en 430 nm y 644 nm. La posición exacta de estos máximos depende del disolvente que se utilice. Por esto, y debido a la utilización de acetona como disolvente, se midió la densidad óptica del sobrenadante a 663 para la clorofila A y 644 para la clorofila B, comprobando que no existiera turbidez ni partículas en suspensión, como blanco se utilizó el propio disolvente.

Para la determinación de la biomasa y el contenido hídrico se utilizó el método de secado al horno tomando una muestra de 100 gramos de materia húmeda de cada uno de los prototipos de muros verdes, que se secaron durante 48 horas al horno. Finalizado este período se pesó nuevamente la muestra y se estimó el % de materia seca por diferencia de peso antes y después de la colocación en el horno (Robert et al., 2006).

Análisis estadístico

Para estudiar la influencia del tipo de sustrato en el crecimiento y desarrollo de las plantas, se han analizado los datos obtenidos en laboratorio, para cada una de las especies vegetales y cada uno de los sustratos utilizados realizando un análisis de la varianza (ANOVA) al 5% de nivel de significación ($\alpha = 0.05$). Los datos estudiados fueron sometidos a un análisis estadístico completamente al azar, utilizando el software estadístico Statistix8®, con el objetivo de observar si existen diferencias significativas dentro de los sustratos utilizados. El test de Tukey se utilizó para estudiar la diferencia entre las medias.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Siguiendo la norma ISO 9261:2004 se ha calculado la desviación del caudal (ecuación 1) y su coeficiente de variación (ecuación 2).

$$Desviación\ caudal = \frac{\overline{q}-q_n}{q_n} \cdot 100$$
[1]

$$C_{v} = \frac{s_{q}}{\overline{q}} \times 100$$
 [2]

Donde:

 \overline{q} : Caudal medio de la muestra, en litros por hora.

 q_n : Caudal nominal, 4 l/h

S_q: Desviación típica de los caudales de la muestra, en litros por hora.

C_V: Coeficiente de variación del caudal.

En nuestro caso resulta una variación de caudal del 2% y un coeficiente de variación de caudal del 2,1 % que cumple con dicha norma, que nos dice que se consideran aceptables si la desviación de caudal no supera \pm 7% del caudal nominal, y el coeficiente de variación de caudal tampoco excede del \pm 7%.

También se ha calculado la ecuación de gasto del gotero para comprobar si cumple con la condición de autocompensante:

$$\mathbf{q} = \mathbf{k} \cdot \mathbf{p}^{\mathbf{x}}$$
[3]

Donde:

k: Coeficiente adimensional que depende de la geometría del gotero x: Exponente hidráulico adimensional

Usando los datos del ensayo, se obtiene un valor de x igual a 0,045, que demuestra su condición de autocompensante, y un valor de k igual a 3,75.

Los valores de las propiedades físicas y químicas de los sustratos analizados, obtenidos en el laboratorio, se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1. Troprodudos físicas y químicas de los sustratos ananzados para maios verdes.					
Propiedad	Cascarilla de arroz	Fibra de coco	Mezcla	Sphagnum	
Densidad aparente, g/m ³	0,098	0,105	0,108	0,099	
Densidad real, g/m ³	0,610	0,350	0,214	0,480	
Porosidad total, %	84,0	70,7	86,2	80,2	
Retención de humedad, %	17	43	36	52	
рН	7,245	6,605	7,100	4,200	
Conductividad eléctrica, dS/m ⁻¹	0,8	3,6	2,7	0,6	
N, %	0,51	0,43	0,74	0,80	
P, mgL ⁻¹	3,9	19,0	13,9	5,2	
K, mgL ⁻¹	108	582	562	19	

Tabla 1.- Propiedades físicas y químicas de los sustratos analizados para muros verdes.

La figura 3 muestra la liberación de agua en los dos sustratos estudiados tomando como referencia dos prototipos por cada uno de los sustratos estudiados utilizando la misma cantidad de agua para cada prototipo en la semana del 23/02/2017 hasta el día 01/03/2017, puesto que estos días se reprogramó el sistema de riego para que el sustrato sobrepasara la capacidad de campo y así tener el excedente de agua para su análisis. En la gráfica se puede ver como el sustrato de musgo Sphagnum tiene mayor retención que el sustrato compuesto de cascarilla de arroz y fibra de coco. Ello implica que este último puede necesitar ajustes en el riego, como menor tiempo de riego e intervalos más cortos entre riegos, para mejorar su retención de agua.



Figura 3.- Liberación de agua de los dos sustratos utilizados en el experimento.

La Figura 4 muestra el tiempo durante el cual cada uno los sustratos liberan el agua retenida en los módulos de experimentación de muro verde. En la gráfica se puede observar como el sustrato de musgo Sphagnum libera el agua más lentamente que el sustrato compuesto de cascarilla de arroz y fibra de coco y en menor cantidad. Las muestras fueron tomadas del día 26 de febrero de 2017, a primera hora y en las horas donde existe mayor incidencia solar.

La Figura 5 muestra la homogeneidad del agua contenida en los sustratos tanto en la parte inferior como en la parte superior, observándose que el sustrato compuesto de cascarilla de arroz y fibra de coco posee más homogeneidad en la distribución del agua en todo el módulo, a diferencia de los módulos compuesto de musgo Sphagnum, donde se acumulaba más agua en la parte inferior de los prototipos compuestos de este sustrato, estos datos fueron tomados en los días correspondientes al 01/02/2017 hasta 12/02/2017.

Por la influencia de la gravedad, la mayor parte de agua se acumula en la base de los prototipos de muro verde, donde se llenan los espacios porosos, reduciendo la disponibilidad de aire para las raíces. La mezcla de fibra de coco y cascarilla de arroz que es un material que posee una

fuerte capilaridad, proporcionó unas condiciones de humedad más uniformes para las raíces de la parte inferior del prototipo. Este sustrato es capaz de aumentar la aireación en la base del sustrato y reducir el secamiento de la superficie cerca al fieltro de los prototipos de muro verde, por esto la gestión de la humedad superficial del mismo es mucho más fácil ya que el material tiene la capacidad de extraer la humedad del sustrato en la parte más profunda para reemplazar las pérdidas por evaporación.



Figura 4.- Escorrentía en los sustratos compuestos de fibra de coco y arroz en comparación con el musgo Sphagnum.



Figura 5.- Homogeneidad de la distribución del agua en la parte superior e inferior de los prototipos con los dos sustratos utilizados como medio de crecimiento para muros verdes.

Tanto la *Aptenia cordifolia* como la *Lampranthus spectabilis* mostraron que pueden ser utilizadas en el establecimiento de muros verdes modulares. Las plantas soportaron tanto las altas temperaturas de la región que llegaron a 50C° en la época de verano y la exposición directa al sol como las heladas de invierno. El porcentaje de marras de las plantas desarrolladas no superó el 10% en cada uno de los sustratos.

Visualmente, en la figura 6a se puede apreciar la clorosis que presentan los sustratos compuestos de musgo Sphagnum. Esto demuestra que las plantas se adaptaron mejor en el sustrato compuesto por cascarilla de arroz como se ve en la Figura 6b, probablemente a que estas plantas necesitan una baja cantidad de agua para su óptimo desarrollo. La acumulación de agua en la parte

inferior de los módulos compuestos por musgo Sphagnum puede ocasionar problemas con las raíces afectando esto el aspecto visual de los muros verdes.

El sustrato compuesto por fibra de coco y cascarilla de arroz es un material elástico con una estabilidad física excepcional con respecto al musgo Sphagnum. En este contexto, la estabilidad física se refiere a la capacidad del sustrato para proporcionar aire y humedad a las raíces de las plantas. Un problema que se encontró sobre el musgo Sphagnum fue que sus propiedades físicas cambiaban considerablemente con el contenido de humedad, cuando estaba muy húmedo, tendía a colapsarse, disminuyendo el aire disponible y cuando está seco, se contrae dejando espacios en los prototipos, en comparación con el sustrato compuesto por fibra de coco y cascarilla de arroz que no cambia mucho cuando se moja o se encoge excesivamente cuando se seca. También tuvo una buena estabilidad física a lo largo del experimento, esto asegura que la salud de las plantas no se perjudicará con el tiempo.



Figura 6.- Desarrollo del material vegetal para muros verdes con sustrato de a) Sphagnum. b) mezcla de cascarilla de arroz y fibra de coco.

Respecto a la calidad del material vegetal (*Aptenia cordifolia y Lampranthus spectabilis*) plantados en los dos diferentes tipos de sustratos, en la figura 7 se muestra el efecto de los mismos sobre la biomasa, el contenido hídrico absoluto y la suma de las clorofilas A y B en las plantas. Según el test Tukey de comparaciones múltiples, p = 0.05, (Egea et al., 2014), no existen diferencias estadísticamente significativas en el caso de la biomasa y del contenido hídrico absoluto (ver figura 7 a y b).



Figura 7.- Efecto de los dos sustratos en las plantas sobre la biomasa (a), el contenido hídrico absoluto (b) y la suma de las clorofilas A&B (c).

En el caso de la suma de clorofilas, aparecen en cambio diferencias según el medio de crecimiento. Existe una disminución en el contenido de clorofila del material vegetal plantado en el sustrato del musgo Sphagnum con respecto al material vegetal plantado en los sustratos de fibra de coco mezclado con cascarilla de arroz. El análisis estadístico reveló diferencias significativas entre el uso de los dos sustratos manifestando una mayor cantidad de clorofila en las plantas establecidas

en el sustrato de fibra de coco mezclado con cascarilla de arroz, haciendo de este último una alternativa viable como sustrato para muros verdes.

El hecho de que el contenido de clorofila en las plantas del sustrato mezclado de fibra de coco y cascarilla de arroz sea significativamente superior al encontrado en el musgo Sphagnum, podría deberse, entre otros factores, a que la mezcla de fibra de coco y cascarilla de arroz permitiría una adecuada disponibilidad de nutrientes, entre los que se podrían encontrar el nitrógeno y el magnesio, que son componentes fundamentales de la molécula de clorofila.

CONCLUSIONES

El sustrato compuesto de cascarilla de arroz y fibra de coco mostró mayor homogeneidad en la distribución del agua de riego que el musgo Sphagnum, aunque tuvo poca retención de agua en comparación con el sustrato compuesto de musgo Sphagnum.

El material vegetal tuvo un óptimo desarrollo en los dos tipos de sustratos analizados. Las especies *Aptenia cordifolia* y *Lampranthus spectabilis* analizadas en este trabajo que fueron plantadas en el sustrato a base de fibra de coco y cascarilla de arroz, igualan en calidad visual y porcentaje de marras a las plantas desarrolladas en sustratos a base de musgo Sphagnum. Los resultados obtenidos demostraron que el medio de crecimiento de arroz mezclado con fibra de coco puede ser utilizado con éxito en la implementación como medio de cultivo en muros verdes.

Se encontró una mayor concentración de clorofila en el material vegetal plantado en el sustrato alternativo de fibra de coco mezclado con cascarilla de arroz con respecto al material vegetal plantado en el musgo Sphagnum. En cuanto a los análisis de biomasa y contenido hídrico no se encontraron diferencias significativas entre el uso de los diferentes sustratos utilizados es este experimento.

AGRADECIMIENTOS

Esta investigación está soportada con fondos propios de la línea de investigación "Sostenibilidad de Recursos Naturales" integrada en el Programa de Doctorado "Recursos Naturales y Gestión Sostenible" de la Universidad de Córdoba.

Se agradece a María Benlloch González y a Manuel Benlloch Marín, profesores del área de Producción Vegetal de la Universidad de Córdoba, la colaboración prestada en loa ensayos de laboratorio.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Artero, T. O. (2016). *El mundo Genuino-Arduino: Curso práctico de formación*, RC libros, Madrid.
Banzi, M. and M. Shiloh (2016). *Introducción a Arduino*, O'Reilly media, Grupo Anaya s.a. Madrid.
Egea, G., L. Pérez-Urrestarazu, J. González-Pérez, A. Franco-Salas and R. Fernández-Cañero (2014).

"Lighting systems evaluation for indoor living walls", Urban Forestry & Urban Greening, 13, 475-483.

Emilsson, T. (2008). "Vegetation development on extensive vegetated green roofs: influence of substrate composition, establishment method and species mix", *Ecological Engineering*, 33 (3–4) 265–277.

FLL. (2002). "Richtlinie für die Planung, Ausführung und Pflege von Dachbegrünun-gen". *Forschungsgesellschaft Landschaftsentwicklung*. Landschaftsbau e.V, ISBN:393448459x, pp. 99.

Francis, A. and J. Lorimer (2011). "Urban reconciliation ecology: The potential of living roofs and walls". *Journal of environmental management* 92 (6): 1429-1437.

Hansmann, E. (1973). "Pigment Analysis". In *Handbook of Phycological Methods: Culture Methods and Growth Measurements*; Stein, J.R., Ed.; Cambridge University Press: London, UK. Vol. 1, pp. 359-368.

Holman, J., B. Bugbee and J. Chard (2005). A Comparison of Coconut Coir and Sphagnum Peat as Soilless Media Components for Plant Growth. Utah State Univ, Department of Plants, Soils, and Biometeorology.

Jørgensen, L., DB. Dresbøll and K. Thorup-Kristensen (2014). "Root growth of perennials in vertical growing media for use in green walls". *Scientia Horticulturae*: 166, 31–41.

Larcher, F., A. Fornaris and M. Devecchi (2013). "New Substrates for Living Walls". *III International conference on landscape and urban horticulture, Acta Horticulturae*, V: 999, 277-281.

Manso, M. and J. Castro-Gomes (2015). "Green wall systems: A review of their characteristics". *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 41, issue C, p. 863-871.

Mickovski, S., K. Buss, B. McKenzie and B. Sökmener (2013). "Laboratory study on the potential use of recycled inert construction waste material in the substrate mix for extensive green roofs". *Ecological Engineering*, 61C, 706–714.

Molineux, C., C. Fentiman and A. Gange (2009). "Characterising alternative recycled waste materials for use as green roof growing media in the U.K.". *Ecological Engineering.*, 35 (10), 1507–1513.

Ottelé, M., K. Perini, L.A. Fraaij, E.M. Haas and R. Raiteri (2011). "Comparative life cycle analysis for green façades and living wall systems". *Energy and Buildings* 43 (12), 3419-3429.

Perini K. and P. Rosasco (2013). "Cost–benefit analysis for green façades and living wall systems". *Building and Environment* 70, 110-121

Rivas Y., M.F. Moreno-Pérez and J. Roldán-Cañas (2017a). "Use of the rice husk as an alternative substrate for growing media on green walls drip irrigation". *European Geosciences Union General Assembly* 2017, 23–28 April, Vienna, Austria, EGU2017-4604

Rivas Y., M.F. Moreno-Pérez and J. Roldán-Cañas (2017b). "Puesta en marcha de un sistema inteligente de riego por goteo para muros verdes con el uso de microcontroladores y microprocesadores". *XXXV Congreso Nacional de Riegos*, Tarragona, España, DOI: http://dx.doi.org/10.25028/CNRiegos. 2017. B05

Samuelsson, R., J. Burvall and R. Jirjis (2006). "Comparison of different methods for the determination of moisture content in biomass". *Biomass & Bioenergy*; 30, 929–934.

Rose R and D. Haase (2000). "The use of coir as a containerized growing medium for Douglas fir seedlings". *Native Plants Journal*, 2: 107-111.

Safikhani, T., A. M. Abdullah, D. R. Ossen and M. Baharvand (2014). "A review of energy characteristic of vertical greenery systems". *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 40, issue C, p. 450-462.

Taiz, L. and E. Zeiger (2006). Plant physiology. 4th Edition, Sinauer Associates, Inc., Sunderland.

Ustin, S.L., M.O. Smith, S. Jacquemoud, M. M. Verstraete and Y. Govaerts (1998). "GeoBotany: Vegetation mapping for Earth sciences, in Manual of Remote Sensing". *Remote Sensing for the Earth Sciences*, edited by A. Rencz, N. 3rd ed., John Wiley, Hoboken, N. J. 3:189248.

Vijayaraghavan, K. and F. Raja (2014). "Design and development of green roof substrate to improve runoff water quality: plant growth experiments and adsorption". *Water Research.*, 63, 94–101.

MODELAGEM FÍSICA PARA DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS DE BRECHAS EM RUPTURAS DE BARRAGENS EM CASCATA

Rubens Gomes Dias Campos¹, Aloysio Portugal Maia Saliba², Márcio Benedito Baptista², Victor Hugo Brum Biscaro³, Raquel de Souza Camargos³, Daniel Tuler Passos³

Doutorando Universidade Federal de Minas Ĝerais (UFMG), Professores UFMG, Graduandos Colaboradores UFMG rubensengenheiro2004@yahoo.com.br, asaliba@ehr.ufmg.br, márcio.baptista@ehr.ufmg.br, victorhugobrumbiscaro@gmail.com, raquel_camargos@hotmail.com, danieltpassos@gmail.com

RESUMO:

Este artigo visa apresentar os objetivos, a metodologia e os resultados preliminares alcançados com o desenvolvimento da pesquisa da ruptura de dois barramentos em série, ou, em cascata, onde estão sendo avaliadas as condições para a formação de brecha em barragens, representadas por modelos reduzidos. Pretende-se, principalmente, determinar quais os parâmetros de formação destas brechas para o caso de rupturas em cascata, tais como largura média, altura, declividade de taludes laterais e tempo de formação, analisando a brecha formada no segundo barramento. Para isto foram realizadas simulações em canais utilizando um material representativo, comparável ao solo destas barragens, que se trata de uma mistura de granulado de borracha, cimento e água (MBCA), pesquisados recentemente por Campos *et al.* (2018). A geometria dos barramentos, antes e após a ruptura, foi representada utilizado sensor com tecnologia de escaneamento 3D para criar um banco de dados das formas geométricas destas barragens e brechas.

ABSTRACT:

This article shows objectives, methodology and preliminary results of a research on the rupture of two cascade reservoirs, where breach formation is assessed on reduced models. Breach formation parameters, such as average width, height, lateral wall slopes and formation time, are assessed in the downstream dam. Dam break simulations were performed in channels using a representative material comparable to the soil of these dams, which is a mixture of rubber granules, cement and water (MBCA) recently researched by Campos *et al.* (2018). The geometry of the dams, before and after the rupture, was represented using a sensor with 3D scanning technology to create a database of the geometric shapes of these dams and breaches.

PALAVRAS CHAVE: Ruptura de barragens em cascata, Tempo de formação de brecha, Parâmetros de brecha em barragens em cascata.

KEYWORDS: Dam break in cascade reservoirs, Breach formation time, Breach parameters in cascade reservoirs.

INTRODUÇÃO

Os hidrogramas de ruptura de barragens são função direta do volume de água e sedimentos (ou rejeito) armazenados nos reservatórios das barragens, bem como do tempo e da forma de sua liberação. Com efeito, em uma ruptura real, o maciço do barramento sofre um processo de abertura, dando passagem aos volumes armazenados, sendo essa abertura conhecida tecnicamente como *brecha*. Conforme o tipo de barramento, essa brecha apresentará características distintas. Por exemplo, uma barragem de concreto pode apresentar brechas que se formam instantaneamente, por tombamento ou quebra do concreto, enquanto uma barragem de terra que rompe por galgamento terá seu maciço destruído num processo de erosão regressiva e sofrendo instabilização (Saliba, 2009), e, devido a estas características, serão determinadas as vazões, principalmente a vazão de pico, e a forma do hidrograma de ruptura ao longo do tempo.

Diversos autores desenvolveram equações empíricas para determinação dos parâmetros geométricos e de formação da brecha de rupturas individuais de barragens, bem conhecidas e descritas na literatura técnica, como as equações empíricas de Froehlich (1995), Von Thun e Gillette (1990), McDonald e Langridge-Monopolis (1984) ou *Soil Conservation Service* (1985). Todavia, durante as verificações hidrológicas e hidráulicas de diversas barragens, identificou-se que são escassas, ou mesmo inexistentes, as pesquisas que definam os parâmetros de formação de brecha para a ruptura de barragens em cascata, ou ainda, indicações sobre a distância mínima entre barramentos necessária para que rupturas em cascata possam ser avaliadas individualmente. Suspeita-se que, no caso das rupturas em cascata, haveria diferenças no processo de formação da brecha na barragem de jusante, a qual receberia a ação de uma onda de ruptura, portanto, muito mais intensa que uma cheia decorrente de precipitação extrema.

O processo de formação de brechas, pelas quais escoam os volumes armazenados nos reservatórios das barragens, é um processo complexo e de difícil representação por modelos matemáticos, pois envolve parâmetros geotécnicos não homogêneos, efeitos hidrodinâmicos associados à erosão, e, devido a estes fenômenos citados, perdas de energia com variações espaciais e temporais.

Adicionalmente, na ruptura de barragens dispostas sequencialmente, ou em cascata, assumese que a brecha na barragem de jusante, resultante da ruptura da barragem a montante, seguiria os mesmos processos de formação que brechas decorrentes de rupturas individuais. Nestas situações, o gatilho de ruptura é o galgamento, devido à magnitude das cheias decorrentes da ruptura da barragem de montante, e, como dito anteriormente, haverá um acréscimo de energia advindo da onda de montante, caso que não ocorre na ruptura por galgamento de uma barragem isolada.

A princípio, esta premissa parece consistente, visto que as velocidades de escoamento no início da formação da brecha serão significativamente superiores àquelas originadas no caso de uma ruptura por galgamento decorrente de uma ruptura isolada. Esta é, portanto, a hipótese motivadora desta pesquisa, que procura delimitar os parâmetros aplicáveis para os parâmetros de formação de brecha para ruptura de barramentos em cascata.

Diversos são os locais com possibilidade de ruptura em cascata identificados no Brasil, como, por exemplo, as barragens em cascata da Figura 1, as quais se localizam em Minas Gerais/Brasil.



Figura 1.- Exemplo de barragens em cascata, comuns no Brasil (Fonte: Google).

OBJETIVO

O objetivo da pesquisa é determinar os parâmetros de formação de brecha (tempo de formação, largura média, largura de fundo e de crista, inclinação dos taludes laterais) em rupturas hipotéticas, especificamente para o caso de barragens em cascata, definindo-se também indicativos no tocante ao distanciamento dos barramentos para consideração como estrutura isolada.

A partir dos parâmetros obtidos serão realizadas simulações em programa de modelagem hidrológica, para obter hidrogramas representativos das rupturas em cascata, e, comparando os resultados a outros obtidos em simulações realizadas utilizando parâmetros de brechas, de barragens isoladas, de outras pesquisas já realizadas (*e.g.* MacDonald e Langridge-Monopolis, 1984; Von Thun e Gillette, 1990; e Froehlich, 1987, 1995, 2008).

A partir dos hidrogramas de ruptura obtidos, será possível a geração de manchas de inundação, as quais serão utilizadas para avaliações estatísticas e comparações com manchas de inundação obtidas a partir da utilização de outras metodologias, como as citadas anteriormente, para determinação dos parâmetros das brechas. Assim, com esta última comparação, pretende-se avaliar, futuramente, as diferenças resultantes da aplicação dessa metodologia na ruptura de barragens em cascata, e os potenciais efeitos em planos de ação emergenciais. Propõe-se, adicionalmente, o desenvolvimento de modelos em programa de modelagem hidráulica computacional bidimensional, (HEC-RAS 2D 5.0.4), para avaliar a partir de qual distância entre barramentos estas equações não teriam mais validade, ou seja, quando não aconteceriam galgamentos a jusante, devido ao amortecimento completo no lago do reservatório a jusante, ou, quando as condições de galgamento da barragem de jusante seriam insuficientes para formar uma brecha, avaliando-se questões geotécnicas.

METODOLOGIA

Para que possam ser determinados estes parâmetros são utilizados modelos reduzidos de dois canais retangulares de seções de 15,0 cm x 25,0 cm e de 40,0 cm x 40,0 cm, procurando

representar duas barragens justapostas, para determinar os hidrogramas resultantes de cada barramento, após os eventos simulados de ruptura.

A metodologia proposta prevê a ampliação gradual da escala de simulação para proporcionar o aprendizado em condições distintas, minimizando o esforço de construção nas escalas maiores.

Para preservar as formas geométricas dos barramentos dos modelos reduzidos, nas etapas anteriores e posteriores as rupturas em análise, está sendo utilizado o recurso de escaneamento tridimensional, 3D Scan 2.0.47.0 Microsoft Corporation, para que seja possível a criação de um banco de dados, o qual permita uma verificação mais detalhada e proporcione maiores possibilidades de explorações destas geometrias ao longo da pesquisa.

A metodologia desta pesquisa consiste, essencialmente, na elaboração e exploração dos resultados de modelos reduzidos em laboratório para representar barragens em cascata, e, a partir das rupturas destes modelos, avaliar os parâmetros de largura média, altura, declividade dos taludes laterais e tempo de formação da brecha, para propor uma equação de brecha para barragens construídas em cascata. Assim, as etapas metodológicas propostas podem ser resumidas da seguinte forma:

- Projeto dos modelos reduzidos em laboratório para obtenção dos parâmetros característicos para representação da geometria da brecha da barragem de jusante e seu tempo de formação. Neste processo serão determinadas as escalas para permitir a obtenção de semelhança hidráulica e de erosão;
- Construção dos modelos reduzidos projetados, utilizando-se materiais granulares sintéticos (Mistura Borracha, Cimento e Água – MBCA) desenvolvido por Campos *et al.* (2018), para a representação dos maciços, aos quais serão acrescidos revestimentos em materiais coesivos (argila) para manter a semelhança nas condições de percolação pelos maciços dos modelos;
- Realização dos ensaios de rupturas dos modelos reduzidos em laboratório, contemplando filmagem e escaneamento tridimensional (3D);
- Análise dos resultados dos modelos reduzidos, com posterior conversão para as escalas reais;
- Simulações hidrológicas para obter hidrogramas de rupturas por equações de brecha, pelos métodos individuais e em cascata;
- Comparação estatística entre os resultados obtidos pelos parâmetros encontrados por esta metodologia (em cascata) e os resultados obtidos pelos parâmetros de equações de brechas citados anteriormente (métodos individuais), utilizando modelagem hidráulica computacional 2D (HEC-RAS 5.0.4).

RESULTADOS

Até o momento foram elaborados três modelos em um canal prismático de acrílico com 15,0 cm de largura e 25,0 cm de altura, nos quais foram preliminarmente identificadas questões de confecção dos barramentos, discutidas a seguir:

- Foi verificado que é necessário revestir o paramento de montante dos maciços do modelo reduzido, utilizando solo argiloso, para reduzir a infiltração pelo maciço. Como se trata de uma ruptura em cascata é necessário garantir que o segundo maciço tenha o seu reservatório cheio de água antes da ruptura da barragem de montante, para que a onda de cheia possa se propagar pelo reservatório e atingir o segundo maciço, conforme premissa;
- Da mesma forma é importante evitar que ocorram brechas nas laterais dos modelos,

reforçando-se as partes laterais com argila, impede-se o fluxo pelo maciço neste local, possibilitando que a brecha encontre condições para se formar na parte central do maciço.

A Figura 2 apresenta um perfil longitudinal representativo dos três primeiros modelos construídos, onde pode se observar os dois maciços em cascata antes da simulação.



Figura 2.- Modelo desenvolvido em canal prismático.

Campos *et al.* (2018) pesquisaram 56 ensaios com a MBCA para avaliar quais as faixas de vazão poderão ser utilizadas nesta pesquisa. Naquela pesquisa foram utilizadas as vazões entre 17,6 e 68,0 m³/h, o que levam a velocidades de escoamento no modelo entre 0,64 m/s e 2,47 m/s, suficientes para as modelagens pretendidas nesta pesquisa.

Apesar dos esforços de Campos *et al.* (2018), verificou-se que a utilização da argila no revestimento do paramento de montante dos modelos das barragens, torna a estrutura como um todo mais resistente, de forma que o traço MBCA, determinado em Campos *et al.* (2018) isoladamente em corpos de prova, está sendo reestudada, para que a propagação de vazões forme as condições de formação de brecha pretendidas.

Um recurso utilizado para preservar a geometria dos barramentos, para os barramentos nas condições pré e pós-ruptura, foi o uso de um sensor de escaneamento 3D, 3D Scan (Microsoft Corporation). As Figuras 3 e 4 apresentam as condições dos barramentos, de montante e de jusante, nas condições pré e pós-teste (ruptura) para os Testes 1 e 2, respectivamente. Estes ensaios foram procedidos no canal de 40,0 cm x 40,0 cm, com declividade similar àquela encontrada em um estudo de caso avaliado. As Figuras 5, 6, 7 e 8 apresentam os resultados dos escaneamentos 3D para as condições citadas anteriormente, para a mesma ordem citada, para os Testes 1 e 2, respectivamente.

Cabe observar que o argilamento insuficiente do paramento de montante, para o Teste 1, levou a formação de brecha junto a parede do canal, o que torna o Teste 1 não representativo (Figuras 3, 5 e 6). Seus resultados são apresentados aqui para reforçar as condições que não devem ser utilizadas. Com o argilamento completo do paramento de montante, para o Teste 2, chega-se a formação desejada de brecha, ocorrendo na parte central do maciço, o que torna o Teste 2 representativo (Figuras 4, 7 e 8). Para o Teste 2 ocorreu, no maciço de jusante, a formação de uma praia com o material do maciço de montante (MBCA), de forma que esta se estendeu por aproximadamente 2,40 m (Figuras 4d e 8b).

A vazão utilizada no Teste 1 foi de aproximadamente 23,60 m³/h, ou 6,56 L/s, e a taxa de cimento da MBCA foi de 3,0% (também utilizada no argilamento). As vazões para o Teste 2 foram variadas, partindo de 18,5 m³/h (5,1 L/s), e aumentando para 27,7 m³/h (7,7 L/s), 35,5 m³/h (9,9 L/s)

e 45,0 m³/h (12,5 L/s), com intuito de verificar quais faixas de vazões serão ideais para os próximos testes, e a taxa de cimento da MBCA foi de 4,0% (também utilizada no argilamento).



Figura 3.- Resultado Teste 1 – Canal 40,0 cm x 40,0 cm.






a-) Modelo barragem de montante pré-ruptura - vista lateral.



b-) Modelo barragem de montante pós-ruptura – vista lateral.Figura 5.- Resultado Teste 1 – Escaneamento 3D.



a-) Modelo barragem de jusante pré-ruptura – vista lateral.



b-) Modelo barragem de montante pós-ruptura – vista lateral.Figura 6.- Resultado Teste 1 – Escaneamento 3D.



a-) Modelo barragem de montante pré-ruptura - vista lateral.



b-) Modelo barragem de montante pós-ruptura – vista lateral.
 Figura 7.- Resultado 2º teste – Escaneamento 3D.



a-) Modelo barragem de jusante pré-ruptura – vista lateral.



b-) Modelo barragem de jusante pós-ruptura – vista lateral.
 Figura 8.- Resultado Teste 2 – Escaneamento 3D.

A Tabela 1 apresenta os parâmetros geométricos dos barramentos, de montante e de jusante, nas condições pré-teste (ruptura) para os Testes 1 e 2, respectivamente. A Tabela 2 apresenta uma descrição geométrica dos barramentos, de montante e de jusante, nas condições pós-teste para os Testes 1 e 2, respectivamente.

Barramento	Largura [cm]	Altura [cm]	H:V Paramento montante	H:V Paramento jusante	Teste
Montante	40,0	29,0	1,2:1	2,5:1	1
Jusante	40,0	19,0	2:1	2:1	1

Tabela 1.- Características dos maciços pré-ruptura.

Barramento	Largura [cm]	Altura [cm]	H:V Paramento montante	H:V Paramento jusante	Teste
Montante	40,0	29,0	1,2:1	2,5:1	2
Jusante	40,0	19,0	2:1	2:1	2

Barramento	Descrição dos maciços pós-ruptura	Teste	
Montante	A parte esquerda do maciço ficou preservada, com a brecha se formando pela parte direita, com uma largura no paramento de montante de 11,0 cm e no paramento de jusante de 27,0 cm. Toda a extensão esquerda do maciço ficou preservada.	1	
Jusante	A parte esquerda do maciço ficou preservada somente no talude de montante. No paramento de montante a brecha é de 19,0 cm e no paramento de jusante chega aos 40,0 cm, toda a extensão do canal.		
Montante	O paramento de jusante foi destruído, restando um maciço (parte inicial do paramento montante) de forma triangular com base média 25,0 cm, altura central de 10,6 cm e alturas laterais de 14,5 cm.		
Jusante	A brecha foi formada no lado esquerdo do maciço, com altura de 16,5 cm, com altura lateral direita de 10,2 cm, e reteve o material advindo da ruptura da barragem de montante, formando uma praia de aproximadamente 2,40 m.	2	

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Devido a esta pesquisa estar em fase inicial e contar com experimentos laboratoriais ainda preliminares, somente foi possível obter algumas poucas conclusões a respeito da construção dos modelos, além de alguns resultados também preliminares.

O uso da argila nos paramentos de montante é fundamental para impedir a passagem da água pelos maciços, com o uso do material MBCA, possibilitando a formação dos lagos e a avaliação da ruptura incidente no maciço de jusante, da mesma forma, é importante o argilamento junto às paredes do modelo. Porém, devido ao fato de possuir uma resistência razoavelmente elevada, o uso da argila no revestimento do paramento de montante e nas laterais dos barramentos, distorce os valores referenciais de resistência encontrados por Campos *et al.* (2018), o que torna a pesquisa e análise dos modelos de barramentos uma revisão das condições ideais para se obter as brechas representativas do fenômeno da ruptura em cascata, quando se utiliza o composto MBCA. Esta é uma etapa metodológica que se encontra em revisão.

REFERÊNCIAS

Campos, R. G. D., Saliba, A. P. M. Camargos, R.S. Biscaro, V.H.B. Passos, D.T. (Setembro 2018). Determinação de Taxas de Erosão Para Mistura de Borracha e Cimento para Aplicação em Modelos Reduzidos. XXVIII Congresso Latinoamericano de Hidráulica, Buenos Aires, Argentina.

Froehlich D.C. (1987) *Embankment-Dam Breach parameters. In: Proceedings of 1987 ASCE national conference on hydraulic engineering,* Williamsburg. Pg. 570–575.

Froehlich D.C. (1995) Embankment dam breach parameters revisited. In: Proceedings of the 1995 ASCE conference on water resources engineering. San Antonio. Pg. 887–891.

Froehlich, D.C. (2008) Embankment Dam Breach Parameters and Their Uncertainties, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 134, No. 12, May, pg. 1708-1720.

Google. Acesso dia 01/02/2018.

Macdonald T.C., Langridge-Monopolis J. (1984) *Breaching characteristics of dam failures. Hydraulic Engineering*. ASCE 110 (5). 567–586.

Saliba, A. P. M. (2009). Uma nova abordagem para análise de ruptura por galgamento de barragens homogêneas de solo compactado. 2008. 179 f. Tese (Doutorado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, UFMG, Belo Horizonte.

U.S. Soil Conservation Service. (1985) *Simplified Dam-Breach Routing Procedure. Technical Release No.* 66 (*Third Edition*). 134 pg.

Von Thun J.L., Gillette D.R. (1990) *Guidance on breach parameters. Unpublished internal document, US Bureau of Reclamation,* Denver, 17 pg.

IAHR

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

PLAN DE DRENAJE URBANO. CIUDAD DE ARROYITO

Teresa Reyna, Santiago Reyna, María Lábaque, César Riha, Fabián Fulginiti

Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, UNC, CEAS SA, Argentina teresamaria.reyna@gmail.com, santiagoreyna@gmail.com, mlabaque@gmail.com, fabianfulginiti@gmail.com, ingriha@gmail.com

RESUMEN:

Arroyito es una ciudad del departamento San Justo en la provincia de Córdoba, ubicada sobre la Ruta Nacional 19, a 114 km al este de la capital provincial y a 95 km al oeste de la ciudad de San Francisco. Está ubicada a 31° 23' de latitud sur, 63° 4' de longitud oeste y a 155,7 m de altura sobre el nivel del mar.

Esta localidad del este de la provincia de Córdoba hace muchos años que experimenta en forma reiterada durante la época estival inundaciones de distinta intensidad que traen aparejadas cuantiosas pérdidas económicas y dificultan el normal desarrollo de las actividades de sus habitantes. Estos inconvenientes presentan una mayor intensidad en el sector de la ciudad que se encuentra al norte de la Ruta Nacional 19 donde el grado de urbanización mayor respecto del sector sur de la localidad.

Por este motivo la municipalidad de la ciudad de Arroyito decidió encargar el desarrollo de un plan director general de drenajes pluviales para la ciudad que contemplara la totalidad del ejido urbano.

El proyecto contempló en una primera etapa el análisis de la red de pluviales que dispone actualmente la ciudad y a partir del mismo se efectuó el desarrollo de una serie de obra complementarias a fin de suplir las deficiencias que se detectaron en la primera etapa del estudio.

ABSTRACT:

Arroyito is a city in the department of San Justo in the province of Córdoba, located on National Route 19, 114 km east of the provincial capital and 95 km west of the city of San Francisco. It is located at 31 $^{\circ}$ 23 'south latitude, 63 $^{\circ}$ 4' west longitude and 155.7 m high above sea level.

This town in the eastern part of the province of Córdoba has been experiencing repeated floods of different intensity during the summer, which bring with it considerable economic losses and make it difficult for the inhabitants to carry out their activities normally. These drawbacks present a greater intensity in the sector of the city that is to the north of the National Route 19 where the degree of urbanization greater respect to the south sector of the locality.

For this reason, the municipality of the city of Arroyito decided to commission the development of a general director plan of storm drains for the entire city.

The project contemplated in a first stage the analysis of the network of pluvial that the city has nowadays and from the same the development of a series of complementary works was carried out in order to replace the deficiencies that were detected in the first stage of the study.

PALABRAS CLAVES: Arroyito, Drenaje, EPA SWMM, Surgencias.

INTRODUCCIÓN

Arroyito es una ciudad del departamento San Justo en la provincia de Córdoba, ubicada sobre la Ruta Nacional 19, a 114 km al este de la capital provincial y a 95 km al oeste de la ciudad de San Francisco. Está ubicada a 31° 23' de latitud sur, 63° 4' de longitud oeste y a 155,7 m de altura sobre el nivel del mar. También conocida como "la ciudad dulce" por su fábrica de golosinas Arcor SAIC.



Figura 1.- Ubicación de la localidad de Arroyito. Córdoba.

Un vasto sector de la localidad de Arroyito, Provincia de Córdoba, se ve afectado por las cada vez más recurrentes inundaciones urbanas como consecuencia de las modificaciones en los usos del suelo entre las que se encuentra la creciente urbanización de las cuencas de aporte y las variaciones en los regímenes de precipitación.

La urbanización produce un marcado impacto sobre el ciclo del agua, provocando numerosos efectos (Chocat, 1997): la impermeabilización del suelo, la aceleración de los escurrimientos, la construcción de obstáculos al escurrimiento, la "artificialización" de las acequias, arroyos y ríos en áreas urbanas y, la contaminación de los medios receptores. Estos factores tienen una influencia significativa sobre el aumento de la frecuencia de las inundaciones en los medios urbanos. Se agrega a esto los procesos de modificación de uso del suelo en las cuencas periurbanas.

El área en estudio vio modificado el uso del suelo a lo largo de los años, lo cual afectó en forma directa la magnitud de los volúmenes y caudales que escurrían superficialmente.

En sus comienzos, la principal actividad económica fue la explotación forestal, ya que la región se caracterizaba por la presencia de tupidos bosques de algarrobos y espinillos, utilizados en gran escala para producir madera y leña. Con el paso de los años, las áreas de bosques y malezas fueron desapareciendo y el espacio quedó apto para el cultivo, volviendo la zona agrícola-ganadera.

El 25 de mayo de 1950, se firma el contrato para la construcción de la planta de fabricación de golosinas ARCOR. La necesidad de mano de obra provoca un incremento de población muy notable. Comienzan a construirse barrios, la apertura de escuelas, comercios, entidades bancarias, la formación de cooperativas, la creación de clubes, etc.

Arroyito cuenta con una población de 22 147 habitantes según Censo Nacional 2010.

En esta localidad, a la problemática del proceso de urbanización se le suma la escasa diferencia de nivel entre la localidad y la solera del cauce del Río Xanaes (o Segundo), punto de descarga natural de los excedentes.

Los problemas de inundaciones en la ciudad son el fruto de una combinación de situaciones por un lado el crecimiento de la ciudad sin medidas de regulación de los excedentes hídricos y por otra parte la insuficiencia hidráulica de los conductos troncales actuales junto con la insuficiencia de las obras de captación y sus conductos de vinculación con los troncales.

Esta situación ocasiona entre otras las siguientes consecuencias indeseables: pérdidas materiales para los pobladores, riesgos para la vida de los habitantes, destrucción de la infraestructura existente, interrupción del normal desenvolvimiento de la vida urbana.

El drenaje urbano es el conjunto de medidas que buscan minimizar los riesgo de la población, disminuir los daños producidos por las inundaciones y facilitar el desarrollo urbano armónico, y sustentable. Existen dos tipos básicos de medidas para el control del drenaje pluvial urbano: medidas estructurales y medidas no estructurales.

El drenaje urbano general de la localidad contaba con un sistema de drenaje superficial por calles y algunos conductos de secciones inadecuadas que originan indefectiblemente inundaciones.



Figura 2.- Inundación en el sector urbano de la localidad de Arroyito.

OBJETIVOS Y METODOLOGÍA

El estudio tuvo como primer objetivo el análisis hidrológico e hidráulico de la red actual de desagües pluviales de la localidad de Arroyito con el fin de establecer puntos con situaciones críticas y fijar prioridades y cursos de acción que permitan adecuar el sistema de drenaje actual de la localidad y plantear soluciones factibles al tema de las inundaciones desde el punto de vista técnico económico.

El estudio comenzó con la visita de campo y entrevistas con autoridades locales y vecinos de manera de identificar puntos críticos donde ante tormentas de bajas recurrencia se presentaban anegamientos y surgencia en el sistema de drenaje pluvial actual.

Se contó con información de las condiciones de los conductos y el relevamiento de cotas, tapadas y longitudes del sistema de drenaje el que fue realizado por la Municipalidad de Arroyito.

La modelación hidrológica-hidráulica del sistema actual considerando las condiciones de las cuencas que componen el área de estudio se ejecutó utilizando el programa EPA SWMM (Environmental Protection Agency storm Water Management Model, 2017). Los eventos estudiados se definieron para recurrencia 2 y 5 años

Se valoró la capacidad de conducción de la red vial y la capacidad de captación de las bocas de tormenta y sumideros, así como de conducción del sistema de drenaje actual que dispone la ciudad.

En la instancia final se propusieron obras y modificaciones al sistema de drenaje existente que permitirán mitigar los problemas actuales. Estas propuestas se verificaron mediantes nuevas simulaciones con el programa EPA SWMM.

Los proyectos propuestos poseen como premisas de diseño no solo el cubrir la demanda hídrica asociada a una precipitación de 60 mm en 45 minutos, a través de las obras de captación y conducción, sino también garantizar la sustentabilidad del sistema, promoviendo una mejor gestión, más eficiente y más sostenible en diferentes ámbitos: ambiental, social, paisajístico y económico.

PARAMETROS DE DISEÑO

La delimitación de las subcuencas se realizó en base a las cotas de esquina y de puntos singulares que representan dorsales u obstrucciones al escurrimiento (Figura 3). Esta delimitación se contrastó con imágenes satelitales (LANDSAT 5 y 7 e imágenes de Google Earth) y con inspecciones realizadas.

El sistema de drenaje actual se encuentra conformado de 9 sectores drenados independientemente por medio de conductos que desaguan al cauce del río Xanaes y un sector adicional cuyos excedentes son conducidos hacia el este hasta el arroyo "De Álvarez". El sector analizado cubre un total de 39 subcuencas las cuales cubren un área urbana aproximada de 380 Ha.

Los principales elementos de conducción del Sistema pluvial de la ciudad se componen de conductos troncales de PEAD en diámetro 800 mm que corren paralelos de sur a norte. La red de aporte a los troncales corre, en general, de este a oeste y en su mayoría son de PEAD diámetro 600 mm.

En la siguiente imagen se puede advertir la discretización del área urbana de la ciudad en las distintas subcuencas que aportan a los conductos pluviales.



Figura 3.- Delimitación de cuencas y sistema de drenaje de Arroyito

Por estar el sistema compuesto de cuencas con puntos de descarga individuales, se los consideró desde el punto de vista hidrológico como elementos independientes. Con el fin de simplificar las modelaciones se determinó un tiempo de concentración representativo de todo el sistema el cual servirá para definir la duración del evento de diseño.

Para la determinación del tiempo de concentración se utilizaron distintas expresiones válidas para el estudio de hidrología urbana (Kirpich, Fórmula del SCS (1973), Fórmula de Pilgrim (1982), etc.), adoptándose un tiempo de concentración para la tormenta de proyecto de 0,70hs.

Para la definición de la tormenta de proyecto se determinó la función IDF para lo cual se aplicó el modelo DIT (Caamaño Nelly y otros 2012), desarrollado por la secretaría de Recursos Hídricos de la Provincia de Córdoba y luego se contrastaron los resultados con los datos observados en la localidad.

La lámina de diseño fue ajustada a un valor de 60 mm. Este valor fue registrado en eventos ocurridos recientemente frente a los que el sistema de la ciudad se vio colapsado. El mismo se corresponde a un periodo de retorno aproximado de 5 años.

Se adoptó el patrón de distribución temporal de acuerdo al método del bloque alterno ubicando el pico en el tercer sextil. La elección de este método simplificado para la distribución temporal de la precipitación se debe a la ausencia de registros pluviográficos y de estudios internos de las lluvias ocurridas.

No obstante, la distribución utilizada arroja valores de caudal conservadores en relación a los valores observados en zonas con condiciones meteorológicas homólogas.



Figura 4.- Curvas IDF Localidad "Arroyito". Fuente: En base al modelo DIT para la provincia de Córdoba.



Figura 5.- Hietograma de diseño utilizado en las modelaciones

MODELACIÓN DE LA SITUACIÓN ACTUAL

Tal como se indicó anteriormente las modelaciones hidrológicas – hidráulicas se efectuaron utilizando el programa EPA SWMM (Environmental Protection Agency Storm Water Management Model), dividiéndose esta modelación en dos etapa principales, la primera consistió en la realización de un modelo de la ciudad considerando la situación actual con los sumideros y conductos presentes a fin de poder calibrar el modelo y verificar si el mismo representa la realidad observada en los distintos sectores de la ciudad durante el acontecimiento de las reiteradas inundaciones. Para ello se utilizó toda la documentación gráfica que dispone el municipio respecto de las distintas obras de drenaje que se han efectuado en la ciudad durante los últimos 40 años.

Con toda esta información se confeccionó el modelo realizando una corrida del mismo con la tormenta de proyecto determinada anteriormente, pudiéndose indicar que los resultados que se obtuvieron se correspondieron con los datos de inundaciones detectados por la Secretaría de Obras Públicas de la Municipalidad de Arroyito.

Los resultados de la modelación general del sistema de desagües actual de la ciudad mostraron problemas de surgencias en distintas bocas en todas las ramas, particularmente en la zona central de la ciudad.







Figura 7.- Tramo de conducción actual por calle José A. Vocos con problemas de surgencia.

Los problemas estructurales detectados provenían de diferentes causas

- 1) La capacidad hidráulica de muchos de los conductos existentes eran insuficientes
- 2) Las obras de captación (sumideros) eran insuficientes en número y en capacidad
- 3) Los conductos de vinculación entre los sumideros y el colector también eran de capacidad insuficiente

VERIFICACIÓN HIDRÁULICA DE CALZADA Y CONDUCTOS DE VINCULACIÓN

Con el objeto de verificar la capacidad hidráulica de las calzadas de la ciudad y determinar los puntos y dimensiones óptimas para los nuevos sumideros, se consideró un perfil tipo con un ancho de 7,00 m, un cordón de vereda con una altura de 15 cm y una pendiente longitudinal del 0,20 % que resulta un valor característico de las calzadas de la ciudad, arrojando dicha verificación una capacidad de conducción de 0,90 m³/s.

Para la determinación de la disposición planimétrica de los sumideros se adoptó el caudal calculado anteriormente a fin de que el tirante no exceda para la tormenta de proyecto, el nivel del cordón de vereda, permitiéndose de esta manera la normal circulación de los peatones por la vereda.

El conducto seleccionado para la vinculación entre los sumideros de todas las tipologías y las conducciones principales resultó de 600 mm, adoptándose una pendiente longitudinal del 1,50%

MEDIDAS ESTRUCTURALES PROPUESTAS

Se propusieron obras de distinta importancia y características de diseño, con sistemas a gravedad con el objetivo de optimizar el funcionamiento de la infraestructura existente.

Dentro de las obras proyectadas se puede mencionar a las siguientes como las más importantes:

Aliviador sobre calle Bartolomé Mitre desde calle 25 de Mayo hasta su desembocadura en el cauce del Río Xanaes. Conformado por medio de conductos de sección rectangular (2,00 x1,50 m hasta 1,50x1,00), modelo pórtico vial. Estos conductos proveen una gran sección de conducción en relación a los conductos existentes simplificando además el proceso constructivo

- Aliviador sobre calle Rafael Núñez desde calle Vélez Sarsfield hasta la desembocadura en el Río Xanaes (diámetro 1200 mm).
- Aliviador sobre calle Pedro Navarro desde calle Nicasio Yáñez hasta la desembocadura en el Río Xanaes con un conducto rectangular tipo pórtico vial de (2,00 x 0,60 m).
- Aliviador sobre calle Rafael Bianchi desde calle Vicenta Ríos de Vocos hasta la desembocadura en el Río Xanaes (sección rectangular 2,00 x 1,00m).
- Aliviador sobre Avenida Bernardi desde calle Tomás Juárez hasta la desembocadura en el cauce del Río Segundo (diámetro 1200mm)
- En determinados sectores se propone la vinculación de conductos principales que hoy corren paralelos a las nuevas obras, por medio de conductos perpendiculares con el fin de equilibrar los caudales que son conducidos por los mismos.
- Se propone una adecuación del diámetro de los conductos de vinculación de los sumideros a los conductos principales para garantizar el ingreso de los caudales al conducto principal y que los mismos no constituyan un cuello de botella a la captación.
- En base al modelo elaborado se determinaron los lugares donde se deben incorporar nuevos sumideros al correlacionar la demanda hídrica con la capacidad de conducción de la red vial.

MODELACIÓN DE LA SITUACIÓN CON OBRA PROPUESTA

Se procedió luego a incorporar al modelo las obras propuestas. Los resultados obtenidos por la modelación con EPASWIMM con la incorporación de las obras propuestas y la tormenta de proyecto seleccionada, no mostró deficiencias del sistema de desagües, ni surgencias en las bocas de registro y sumideros.

En la figura 8 se presenta la salida obtenida para el conducto de calle Deán Funes en el momento de máximo nivel.



Figura 8.- Perfil del agua dentro del nuevo conducto en calle Deán Funes – Instante pico – EPASWMM

MEDIDAS NO ESTRUCTURALES

Se definieron también medidas no estructurales para completar la propuesta de solución a los problemas de inundación que enfrenta la localidad.

En la actualidad, es imprescindible acompañar los proyectos estructurales con medidas de este tipo para evitar cambios en las cuencas y el desarrollo futuro de la urbanización generen nuevos impactos que no podrán ser absorbidos por el proyecto planteado.

Entre las medidas no estructurales que se plantearon se prevé la implementación de normativa por parte de la Municipalidad de la ciudad de Arroyito que considere sistemas de regulación de caudales en toda nueva urbanización, a efectos de mantener las condiciones de drenaje preexistentes.

Se pretende, fundamentalmente, controlar desde el punto de vista de los derrames pluviales, los emprendimientos privados o públicos, que sin tratarse de "urbanización", por sus dimensiones provocan una importante impermeabilización y comprometen la capacidad de la infraestructura existente.

ETAPAS DE EJECUCIÓN

En base a los resultados de la modelación precedente se formuló un plan de obras que priorizan los beneficios en los sectores más afectados de la comunidad y permite la planificación de la obra en etapa. Cada una de las etapas llevará alivio a un sector de la localidad que se incrementará a medida en que se avance con el proyecto.

Las obras planteadas se componen de elementos de captación y conducción que permitirán captar y conducir los excedentes hídricos en forma ordenada hacia el cuerpo receptor final de los mismos que en este caso resulta el cauce del Río Xanaes.

Las obras fueron agrupadas en tres etapas de ejecución secuencial, cada una de estas etapas además de conductos principales incluye la incorporación de sumideros cuando la capacidad de las calles es insuficiente.

Atento a la magnitud de las obras y el elevado costo de intervención en el sector urbano, la municipalidad de la ciudad de Arroyito ha dividió el plan director de obras en tres etapas principales

El esquema de obra comienza desde la desembocadura de los conductos en el cauce del Río Xanaes hacia el sur de la ciudad.

Etapa 1:

- Obra en calle Bartolomé Mitre entre Av. Marcial Vaudagna y el cauce del Río Xanaes.
- Obra en calle Rafael Núñez entre Av. Marcial Vaudagna y calle Constancio Francisca.
- Colocación de nuevos sumideros ventana y remodelación de sumideros ventanas existentes, con sus correspondientes conductos de vinculación.

Etapa 2:

- Obra en calle Bartolomé Mitre entre Av. Marcial Vaudagna y calle Cristóbal Colón.
- Obra en calle Constancio Francisca entre el pluvial existente de calle San Martín y nuevo pluvial de calle Bartolomé Mitre.
- Obra en calle Cristóbal Colón entre los pluviales existentes de calle San Martín y calle José A. Vocos con nuevo pluvial de calle Bartolomé Mitre.
- Obra en Av. Marcial Vaudagna entre el pluvial existente de calle José A. Vocos y nuevo pluvial de calle Bartolomé Mitre.
- Construcción de nuevos sumideros ventana con sus correspondientes conductos de vinculación al conducto principal y cámaras de empalme.
- Construcción de obras de protección en los puntos de descarga al río.

Etapa 3:

- Obra en calle Rafael Núñez entre Av. Marcial Vaudagna y la desembocadura en el Río Xanaes.
- Obra en calle Pedro Navarro entre Av. Ilia y calle Modesto Maranzana.
- Obra en calle Deán Funes entre Modesto Maranzana y la desembocadura en el Río Xanaes.

AVANCE DE LA OBRA

A la fecha, ya se han concluido las obras sobre calle Rafael Núñez correspondiente a la nueva etapa donde se han colocado conductos de hormigón de 1200 mm de diámetro. Conjuntamente con esa obra se ha realizado íntegramente el tramo del conducto de 2,00 x 1,50 sobre calle Bartolomé Mitre entre la calle Marcial Vaudagna y la desembocadura en el Río Xanaes.

Además se han readecuado los sumideros existentes con sus conductos de vinculación y se han agregado nuevos sumideros en los sectores intervenidos.



Figura 9.- Trabajos en calle Bartolomé Mitre y Rafael Núñez

CONCLUSIONES

El estudio permitió detectar los puntos conflictivos y de capacidad insuficientes que presenta la red de drenaje actual de la localidad de Arroyito. Con esta información fue posible plantear obras de adecuación al sistema. Las obras planteadas se componen de elementos de captación y conducción que permitirán captar y conducir los excedentes hídricos en forma ordenada hacia el cuerpo receptor final de los mismos que en este caso resulta el cauce del Río Xanaes.

Los resultados de la modelación permitieron también la formulación de un plan de obras que permitiera a la Municipalidad de la localidad hacer frente a la misma por etapas.

Se plantearon 3 etapas de ejecución secuencial, cada una de ellas llevará alivio a un sector de la localidad priorizando los sectores más afectados. En cada una de las etapas además de conductos principales se incluyen la incorporación de sumideros cuando la capacidad de las calles es insuficiente.

El esquema de obra comienza desde la desembocadura de los conductos en el cauce del Río Segundo hacia el sur de la ciudad.

Las búsquedas de soluciones integrales permiten a los municipios un desarrollo más organizado de las ciudades. Con este objetivo se plantearon medidas no estructurales complementarias que aseguren el crecimiento sustentable de la localidad sin generar nuevos inconvenientes al sistema de drenaje planteado.

El planteo de medidas no estructurales y la regulación de las nuevas expansiones de la ciudad evitarán que el crecimiento de la ciudad genere mayores inconvenientes en la zona ya consolidada de la ciudad.

REFERENCIAS

EPA United States Environmental Protection Agency (2017) Storm Water Management Model (SWMM).

Chocat, B. (1997); Encyclopedie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement. Techniques et Documentations, Paris.

Chow.Ven Te (1993), Hidráulica de los Canales Abiertos. McGraw-Hill, 1994 - 667 pag.

La Voz de San Justo (2017), Desagües: inició la obra en calle Núñez en Arroyito

Pilgrim, D. e I. Cordery (1975). Rainfall temporal patterns for design floods. *Journal Hydrology Div. ASCE*, 101(HY1): 81-95.

Pilgrim, D.; I. Cordery y R. French (1969). Temporal Patterns of Design Rainfall for Sydney. *Civil Engineering Transactions, Vol. CE 11, N° 1.* The Institution of Engineers. Sydney, Australia.

Caamaño Nelli, G.; A. Rico y C. M. Dasso (2012). El modelo DIT 3p para predicción de lluvias máximas. *III Taller sobre Regionalización de Precipitaciones Máximas*, pp. 71-82, UNR Editora. 286 pág. ISBN 978-950-673-953-9.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

USO DE GABIÕES EM INTERVENÇÕES EMERGENCIAIS DURANTE A CRISE HÍDRICA NA BACIA DO ALTO TIETÊ EM SÃO PAULO

Sílvio Luiz Giudice¹, José Augusto Rocha Mendes^{1,2}

¹DAEE – Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo, Brasil Rua Boa Vista, 170 – 9° andar – Centro, São Paulo –SP ²FATEC – Faculdade de Tecnologia de São Paulo -Departamento de Hidráulica e Saneamento - Praça Coronel Fernando Prestes, 30 - Bom Retiro, São Paulo - Brasil, slgiudice@gmail.com; joseaugustomendes@gmail.com

RESUMO:

A escassez de chuvas durante 2014/2015 nas áreas de mananciais que abastecem a Região Metropolitana de São Paulo, o maior aglomerado urbano do Brasil, com cerca de 22 milhões de habitantes, conduziu a uma crise hídrica sem precedentes registrados. No Sistema Cantareira, responsável por quase 50% do abastecimento da região, as vazões médias no período foram cerca de 70% menores que a média histórica, o que exigiu a execução de obras complementares, como a interligação entre a Represa Billings e o Sistema Produtor Alto Tietê, implantando linhas de adução com capacidade de 4 m³/s, com desemboque no Ribeirão Taiaçupeba-Mirim, onde ocorreram processos erosivos no desemboque destas linhas, exigindo a execução de um dispositivo de dissipação de energia que compatibilizasse as velocidades ao regime fluvial do canal natural a jusante. O uso conjunto de gabiões caixa e colchões-reno foi a solução técnica mais adequada, tendo em vista as necessidades de operação da linha de adução, contenção do processo erosivo, com menores custos e maior rapidez de execução. O dispositivo atualmente necessita de manutenção, de forma a garantir a continuidade de sua eficiência, uma vez que o período 2017/2018 teve novamente precipitações abaixo da média, o que exigiu a retomada das operações da linha de adução.

ABSTRACT:

The scarcity of rain during 2014/2015 in the Metropolitan Region of São Paulo, the largest urban settlement in Brazil, with about 22 million inhabitants, led to an unprecedented recorded water crisis. In the Cantareira System, responsible for almost 50% of the region water supply, average flows were about 70% lower than the historical average, requiring execution of complementary works, such as the interconnection between the Billings Dam and the Alto Tietê Supply System. The adduction lines with 4 m³ / s capacity, ending at with the end of Taiaçupeba-Mirim river, where erosive processes occurred at the end of these lines, requiring the execution of an energy dissipation device to compatibilize the velocities to the fluvial regime of the natural channel downstream. The use of box gabion and reno mattresses was the most appropriate technical solution, considering the operation of the adduction line, the containment of the erosive process, with lower costs and faster execution. The deployed device requires maintenance, since the period 2017/2018 had again precipitations below average, requiring the resumption of the operations of the adduction line.

PALAVRAS-CHAVE: crise hídrica, gabiões, dissipação, canalização

INTRODUÇÃO

A Região Metropolitana de São Paulo, RMSP, conta hoje com cerca de 22 milhões de habitantes, concentrada em 7,9 mil km² (EMPLASA, 2018) e 8 sistemas produtores de água para abastecimento público, com capacidade total de produção de seus mananciais da ordem de 72 m³/s, exigindo um enorme esforço para o atendimento público e também altos níveis de confiança dos sistemas de abastecimento quanto a falhas.

Os Sistemas de abastecimento da RMSP

Os limites geográficos da RMSP são praticamente coincidentes com os limites da bacia hidrográfica do Alto Tietê. Para o atendimento da população, a SABESP conta com 8 sistemas produtores conforme demonstrado na figura a seguir.



Figura 1.- Sistemas de abastecimento de água da Região Metropolitana de São Paulo – RMSP. Fonte: Autores, 2018

As capacidades normais de produção e tratamento destes sistemas é apresentada na tabela a seguir, segundo dados da SABESP (apud Borsari, 2015):

SISTEMA	DISPONIBILIDADE HÍDRICA	CAPACIDADE DE PRODUÇÃO	
	(Manancial) ¹	(ETA) ²	
Cantareira ⁽³⁾	33	33	
Guarapiranga ⁽⁴⁾	16	15	
Alto Tietê ⁽⁵⁾	15	15	
Rio Grande	5,5	5,5	
Rio Claro	4	4	
Alto Cotia	1,1	1,2	
Baixo Cotia	0,8	0.9	
Ribeirão da Estiva	0,1	0,1	
Capivari (Embu Guaçu)	(6)	0,13	
Total (2014)	75,5	74,83	
Notas: (1) m ³ /s – garantia de 95% do te (2) m ³ /s – capacidade nominal d (3) disponibilidade hídrica a par (4) capacidade de transferência	mpo e produção (instalada) tir da outorga de 2004. Faquacetuba (Billings) / Guara	piranga: 4 m ³ /s, com	
 outorga especial (crise 2014) (5) capacidade: 15 m³/s a partir o (6) disponibilidade hídrica inseri 	y: 4 m³/s. de abr-mai/2011 com a PPP do ida no Sistema Guarapiranga.	Alto Tietê.	

Tabela 1	Disponibilidades hídricas dos	mananciais dos sistem	as produtores e capacidades de	Э
	tratamento (SA	BESP, apud Borsari, 2	015)	

O Sistema Cantareira

O Sistema Cantareira é composto por uma série de reservatórios, túneis e canais, que captam e desviam água de alguns dos cursos de água da bacia do Rio Piracicaba para a bacia do Rio Juqueri, realizando, nesse momento, a transposição de águas para a bacia do Alto Tietê. A finalidade dessa transposição é o abastecimento de parte da RMSP, constituindo seu maior sistema produtor. O Sistema Cantareira, em sua capacidade máxima, contribui com 33 m³/s para o abastecimento da RMSP, atendendo aproximadamente10 milhões de pessoas nas zonas norte, central, parte da leste e oeste da Capital e nos municípios de Franco da Rocha, Francisco Morato, Caieiras, Guarulhos (parte), Osasco, Carapicuíba, Barueri (parte), Taboão da Serra (parte), Santo André (parte) e São Caetano do Sul. O Sistema Cantareira abrange seis reservatórios – Jaguari, Jacareí, Cachoeira, Atibainha, Paiva Castro e Águas Claras, sendo os quatro primeiros localizados nos afluentes do Rio Piracicaba de mesmo nome. Esses reservatórios, que são ligados por túneis e canais, têm o objetivo de reter água e transpor para a Estação de Tratamento de Água – ETA Guaraú (Barbosa, 2014). As principais obras de regularização do Sistema estão esquematizadas na Figura a seguir:



Figura 2.- Esquema simplificado do Sistema Cantareira (Fonte: ANA, DAEE 2016)

Os níveis dos reservatórios do Sistema Cantareira, reduziram-se drasticamente, devido à escassez de chuvas na região em 2014, com índices pluviométricos sem precedentes na série histórica de dados coletados desde 1930, nem mesmo considerando o pior cenário já registrado em 1953, que serviu de base para seu projeto.

A vazão média histórica estabelece a entrada de 52,7 m³/s no Sistema Cantareira e a ocorrida foi de somente 16,4 m³/s, cerca de 70 % menor. No entanto, no ano de 2014 registrou-se um novo cenário mais severo, totalmente atípico, não possuindo similaridade em toda a série histórica (mais de 80 anos), tendo sido desconsiderada em qualquer planejamento de cenário futuro. A figura 1, a seguir apresenta os registros de vazões mensais médias para o Sistema Cantareira, bem como as vazões para os anos de 1953 (pior cenário registrado até então) e 2014 (início da crise hídrica), onde é possível observar a criticidade do cenário enfrentado na Região Metropolitana de São Paulo.



Figura 3.- Comparação das vazões médias afluentes ao Sistema Cantareira com a vazão mínima histórica de 1953 e a observada no ano de 2014. Fonte: (Borsari, 2015).

Diante da gravidade e extensão da crise hídrica que atingiu os sistemas produtores de água utilizados para o abastecimento público, a Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo - SABESP, detentora da concessão dos serviços públicos de saneamento básico em diversos municípios do Estado, adotou uma série de intervenções com a finalidade de elevar substancialmente, em curto prazo, a capacidade de enfrentamento da crise, dentre as quais se destaca a interligação entre o Reservatório Billings, no Sistema Produtor Billings-Guarapiranga e o Reservatório Taiaçupeba, no Sistema Produtor Alto Tietê – SPAT, conforme apresentado na figura 4, a seguir:



Figura 4.- Traçado da Adutora de Interligação Billings – Taiaçupeba. Fonte: (Giudice et al, 2015)

A interligação tinha como objetivo aumentar o volume no SPAT, que abastece aproximadamente 5 milhões de pessoas na Zona Leste de São Paulo e em outros municípios da Região Metropolitana, aliviando a produção do Sistema Cantareira, em condição crítica. A solução proposta foi instalar uma estação elevatória na Represa Billings e uma adutora com duas linhas de PEAD de 1200 mm, com capacidade de vazão de 4 m³/s numa extensão de cerca de 11 km, até transpor o divisor de águas, onde as linhas de adução desaguariam no canal do Ribeirão Taiaçupeba-Mirim, contribuinte do Reservatório Taiaçupeba. A figura 5 apresenta uma vista das linhas de adução, já nas proximidades do seu desemboque ao canal natural do Ribeirão Taiaçupeba-Mirim.



Figura 5.- Vista das linhas de adução em PEAD 1200 mm da Adutora de Interligação nas proximidades do seu desemboque (fonte: Autores, 2015)

O Sistema Produtor Alto Tietê – SPAT

O Sistema Produtor Alto Tietê – SPAT foi implantado pelo DAEE é administrado e operado em parceria com a SABESP e visa a disponibilização de até 15 m³/s de água para abastecimento, público, beneficiando mais de 4,0 milhões de pessoas na RMSP. É composto por 5 reservatórios: Ponte Nova no Rio Tietê, localizado na divisa dos municípios de Salesópolis e Biritiba-Mirim; Jundiaí, no Rio Jundiaí, em Mogi das Cruzes; Taiaçupeba, no Rio Taiaçupeba, na divisa de Mogi das Cruzes e Suzano; Biritiba, no Rio Biritiba, na divisa dos municípios de Biritiba-Mirim e Mogi das Cruzes; e Paraitinga no Rio Paraitinga, em Salesópolis. A tabela 2 a seguir apresenta as principais características destes reservatórios.

	CARACTERÍSTICAS					
RESERVATÓRIO	NA máximo normal (m)	Área de Drenagem (AD) (km ²)	Área inundada (AI) (km²)	Volume útil (x 10 ⁶ m ³)	Vazão regularizada (Qr) (m³/s)	
Ponte nova	770	320	28,07	296,0	3,40	
Paraitinga	769	184	6,43	35,0	2,00	
Biritiba	758	75	9,24	34,4	1,75	
Jundiaí	755	116	17,42	60,0	2,10	
Taiaçupeba	747	224	19,36	87,9	3,30	

Tabela 2.- Características dos reservatórios componentes do SPAT (Fonte: DAEE, 2018)

O SPAT recebe as águas remanescentes do Rio Claro e do Rio Tietê no reservatório de Ponte Nova, localizado nas cabeceiras do Rio Tietê. Este reservatório regulariza as afluências, descarregando a jusante no Rio Tietê. No Rio Paraitinga, afluente da margem direita do Rio Tietê, foi implantado o reservatório de Paraitinga com o objetivo de regularização das afluências. As águas descarregadas dos reservatórios de Ponte Nova e Paraitinga e as contribuições intermediárias da bacia hidrográfica atingem o Rio Tietê em seção imediatamente a montante da foz do Rio Biritiba.

Neste local, encontra-se o canal do Biritiba, que capta uma parcela das águas afluentes do Rio Tietê conduzindo-as até a Estação Elevatória do Biritiba. A Estação Elevatória do Biritiba transfere as águas captadas do Rio Tietê para o reservatório Biritiba. Estas águas somam-se às afluências do Rio Biritiba e são regularizadas pelo reservatório do Biritiba, que deve manter uma descarga mínima para jusante de 0,15 m³/s. As águas regularizadas do reservatório do Rio Biritiba são transpostas para a bacia do Rio Jundiaí através de um sistema de canal e túnel, descarregando suas águas no reservatório do Jundiaí. Estas águas somam-se às afluências do Rio Jundiaí e são regularizadas pelo reservatório do Rio Jundiaí.

O reservatório do Rio Jundiaí deve manter uma descarga mínima para jusante de 0,10 m³/s, transpondo as águas regularizadas para o reservatório do Taiaçupeba através de um sistema de canal e túnel. As águas provenientes do reservatório do Rio Jundiaí e as afluências do Rio Taiaçupeba são regularizadas pelo reservatório Taiaçupeba que deve manter uma descarga mínima para jusante de 0,25 m³/s, enquanto as águas regularizadas finalmente atingem a Estação de Tratamento de Água de Taiaçupeba (ETA Taiaçupeba) para distribuição à RMSP. A figura 6, a seguir, apresenta um desenho esquemático do sistema.



Figura 6.- Desenho esquemático do Sistema Produtor Alto Tietê - SPAT (fonte: DAEE, 2018)

Logo após o início da operação desta interligação, no início de outubro de 2015 e ainda em fase de testes, com descarga de carca de 0,8 m³/s, foi verificada a ocorrência de sérios processos erosivos à jusante da saída das linhas de adução em sua bacia de dissipação, executada em concreto ciclópico, com comprometimento da estabilidade dos taludes da linha férrea lindeira, bem como do próprio curso d'água a jusante e também de edificações ali existentes, o que inviabilizaria o funcionamento daquele sistema e ainda podendo comprometer o próprio reservatório Taiaçupeba, a jusante.



Figura 7.- Vista da erosão com arraste da vegetação e o transporte de sedimentos no canal do Ribeirão Taiaçupeba-Mirim, durante a realização dos testes com vazão restrita a 0,8 m³/s. (fonte: Autores, 2015)



Figura 8.- Vista da erosão na bacia de dissipação, durante a realização dos testes com vazão restrita a 0,8 m³/s. Ao fundo, a caixa dissipadora da adutora de interligação, com suas operações paralisadas. (fonte: Autores, 2015)

Tal situação foi causada pela exposição da pedologia local, consistente de solos não coesivos, de característica aluvionar com altos índices de material orgânico dada a vegetação existente, às vazões provenientes das linhas de adução, cujas velocidades mostraram-se incompatíveis com as dissipações adotadas. Assim, fazia-se urgente equacionar o problema dos processos erosivos ali surgidos com o pleno funcionamento da adutora de transposição, e com a capacidade de veiculação do canal do Ribeirão Taiaçupeba-Mirim, evitando o colapso do sistema de abastecimento metropolitano, danos à ferrovia e alagamentos no município de Ribeirão Pires, possivelmente causados pelo novo aporte de vazões à bacia.

O Ribeirão Taiaçupeba-Mirim

O Ribeirão Taiaçupeba-Mirim possui suas nascentes nas proximidades da Via Itororó (Estância Alto da Serra), na divisa com o município de Rio Grande da Serra e é contribuinte da margem esquerda do Rio Taiaçupeba. O local onde se situa o início do trecho de intervenção deste estudo caracteriza-se por apresentar uma pequena garganta na formação do relevo constituída em parte mais estreita entre pequenos cumes. Está situada à esquerda da Estrada do Pouso Alegre e à direita da Linha Férrea da MRS -Logística, sentido Suzano, no município de Ribeirão Pires na Região Metropolitana da Grande São Paulo (RMSP). A figura 7, a seguir apresenta os limites da bacia hidrográfica, com destaque para o ponto de intervenção.



Figura 9.- Limites da bacia hidrográfica do Ribeirão Taiaçupeba-Mirim, com destaque para o local de intervenção (fonte: Giudice et al, 2015)

A ocupação territorial do sítio geográfico é caracterizada por ocupações predominantemente rurais, cuja situação de expansão se apresenta com características a se consolidar, o que denota uma redução nas vazões sólidas provenientes da vertente. O trecho do Ribeirão Taiaçupeba-Mirim, que foi objeto de intervenção está a cerca de 3.500 metros de suas nascentes, com uma área de drenagem de aproximadamente 3,4 km². No referido ponto, o desnível é de cerca de 117 metros, com tempo de concentração estimado de aproximadamente 38 minutos.

SOLUÇÕES ADOTADAS

A necessidade de controlar os processos erosivos sem a interrupção das operações da linha de adução, levou à concepção e implantação pelo DAEE (conforme Giudice et al, 2015) de uma bacia de dissipação executada em gabiões e colchões-reno, como forma de assegurar a eficácia da dissipação de energia produzida. A obra, por seu caráter urgente, tanto pelo aspecto do abastecimento público, como também pelo controle do processo erosivo, foi contratada emergencialmente, com prazo máximo de execução de 180 dias, sendo contratada a empresa Compec Galasso Engenharia e Construções Ltda. O custo total de implantação foi de R\$ 4,1 milhões (US\$ 1,05 milhão, na cotação de dezembro de 2015).

De forma a possibilitar a implantação de uma solução adequada de controle do processo erosivo, para a dissipação de energia das vazões provenientes das linhas de recalque sem a interrupção de seu funcionamento, foi utilizada uma tubulação provisória de desvio, com captação das águas aduzidas por meio da execução de um "vertedor tulipa" através da instalação vertical de tubos de concreto, classe PA-3, com diâmetro de 2,0 m, de onde derivou-se a linha de desvio, executada em tubos de concreto, também de classe PA-1, direcionada de forma a encontrar o talvegue original do curso d'água numa extensão de 200 metros, o que permitiu executar simultaneamente o controle de erosões e a operação parcial da linha de recalque, com vazão restrita a $0.8 \text{ m}^3/\text{s}$.

O objetivo principal da implantação do dispositivo de dissipação de energia foi o de compatibilizar as velocidades de saída das vazões veiculadas pela adutora para sua compatibilização ao regime fluvial do Ribeirão Taiaçupeba-Mirim. As figuras 10 e 11 apresentam vistas da execução deste vertedor provisório e durante sua operação, na fase de execução da caixa de dissipação. A figura 11 apresenta o traçado da linha de tubos provisória em relação às obras implantadas.



Figura 10.-Implantação da linha de tubos provisória e do "vertedor tulipa", durante a fase de execução das obras (fonte: Autores, 2015)



Figura 11.-Vista do "vertedor tulipa" provisório em funcionamento com vazão de 0,8 m³/s, durante a execução das obras de controle de erosões. (fonte: Autores, 2015)





Dimensionamento da estrutura provisória

Apesar de seu funcionamento hidráulico complexo, optou-se pela instalação de um "vertedor tulipa" para implantação da estrutura emergencial de desvio da água para continuidade do abastecimento, em razão do espaço limitado, e em função da redução do comprimento da galeria de descarga. Esta foi considerada a opção mais adequada diante da necessidade de estabelecer um comprimento de crista suficiente para veicular as vazões estabelecidas durante a fase emergencial, além da possibilidade do controle ser feito pela crista, de acordo com a carga estabelecida.

Para dimensionamento, foi utilizada a fórmula de Francis (equação 1), para vertedores retangulares de parede delgada, considerando como comprimento total, o desenvolvimento da circunferência da bolsa do tubo de concreto de 2,0 m de diâmetro, determinando uma lâmina d'água de aproximadamente 0,36 m para uma vazão de 1,6 m³/s, vazão esta considerada em favor da segurança, com operação em carga máxima de uma das linhas de adução.

$$Q = 1,838 LH^{3/2}$$
 [1]

A vazão máxima permitida para a linha de tubos provisória, construída com tubos de diâmetro de 1,0 m, foi limitada a 1,0 m³/s para permitir a realização dos trabalhos de recuperação do processo erosivo e instalação dos dispositivos de dissipação de energia.

Implantação do dispositivo para dissipação de energia

O dispositivo implantado, com uso de gabiões tipo caixa nas paredes e colchão reno como revestimento de fundo, de acordo com as instruções técnicas do fabricante – neste caso a empresa Maccaferri S.A – foi configurado como bacia de dissipação, sendo introduzidos degraus e chicanas, bem como enrocamento suplementar, de forma a reduzir a velocidade, compatibilizando-a com o regime fluvial existente para o canal de jusante. Para seu dimensionamento, foi utilizado o método de Ven-Te-Chow. A figura 13 a seguir apresenta a bacia de dissipação já concluída, onde é possível visualizar o conjunto de elementos implantados.



Figura 13.- Vista geral da bacia de dissipação concluída, onde é possível verificar os degraus, chicanas e enrocamento suplementar conforme implantação final. (fonte: Autores, 2015)



Figura 14.-Vista da bacia de dissipação em operação, já em vazão máxima de projeto (4,0 m³/s), onde podem ser visualizados os degraus de dissipação implantados na saída da caixa da adutora e as chicanas para redução das velocidades. (fonte: Autores, 2015)

É importante notar que foram implantadas obras complementares, como o trecho de canalização a jusante, também com o uso de gabiões caixa e colchão reno, de forma a disciplinar as vazões ali veiculadas em regime fluvial, e a adequação da seção da travessia existente na Rua Bragança, ao final do trecho canalizado, com implantação de aduelas. Este canal complementar, com extensão aproximada de 300 m, tem sua seção transversal apresentada na figura 15 a seguir.



Figura 15.- Vista parcial do canal de jusante executado em gabiões, já durante a operação. (fonte: Autores, 2015)

Em termos técnicos, a opção pela utilização dos gabiões caixa, elementos prismáticos de elevada resistência à tração e baixos níveis de alongamento, se deveu à sua comprovada estabilidade estrutural de contenção de empuxos, facilidade e rapidez de execução o que, aliado à característica de rugosidade, possibilitou a recuperação do processo erosivo, com operação simultânea das linhas de adução, atuando na dissipação de energia e compatibilização de velocidades ao regime fluvial necessário para o escoamento no canal natural a jusante.

Complementando a opção tecnológica escolhida, os colchões reno utilizados como revestimento do fundo, elementos de grande área e pequena espessura, permitiram a redução dos custos de implantação da caixa de dissipação e do canal de restituição, como elementos drenantes armados, garantindo a integridade estrutural da estrutura.

RESULTADOS OBTIDOS E CONCLUSÕES

As obras emergenciais de contenção e controle das erosões foram executadas em tempo recorde, no período de outubro a dezembro de 2015, permitindo já no início de dezembro daquele ano a operação plena da adutora de transposição, com vazão de 4 m³/s. Há que se destacar os esforços empreendidos pela empresa contratada e seu comprometimento com o sucesso da empreitada, uma vez que o local não apresentava boas condições de trabalho e acesso, exigindo intensa mobilização de equipamentos e mão de obra para sua execução.

A utilização da metodologia executiva em gabiões e colchões-reno, demonstrou-se a alternativa mais apropriada do ponto de vista técnico – ambiental, permitindo o funcionamento contínuo da linha de adução, considerado vital para o gerenciamento da crise hídrica na RMSP.

No período 2016 - 2017, com a melhoria das vazões afluentes, a linha de interligação teve sua operação interrompida. Assim, a bacia de dissipação implantada permaneceu seca e sem veiculação de vazões até o final de 2017. Com a permanência de baixos índices pluviométricos no ciclo hidrológico de 2017-2018, a SABESP optou pela reativação da linha de interligação, voltando a transferir os 4 m³/s previstos em projeto.

No entanto, a falta de manutenção preventiva no período de desativação permitiu o crescimento de vegetação nas laterais e no fundo da bacia de dissipação e canal de restituição. A ocorrência de vegetação poderá contribuir nesta fase de operação para a ocorrência de pontos de assoreamento, principalmente no encontro do canal de restituição com o álveo original do Ribeirão Taiaçupeba-Mirim.

Outro fator importante diz respeito à ocorrência de processos erosivos no leito do canal de restituição, logo abaixo do revestimento em colchões-reno. O ponto de erosão identificado ocorreu exatamente no local onde se encontrava originariamente a tubulação de desvio, o que indica a perda de solo na face inferior por infiltração e carreamento do lastro de brita.

A correção desta patologia, identificada pelos autores em recente vistoria ao local, também é de simples execução, bastando remover o trecho de revestimento de fundo danificado, recompondo o sub-leito no ponto de erosão com uso de solo argiloso compactado, seguido de camada de brita e posterior recolocação do revestimento em colchão reno, o que pode ser executado em um intervalo nos períodos de interrupção do bombeamento, demonstrando que a solução adotada também favorece eventuais manutenções, em detrimento de outras soluções.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Barbosa, N.L.N.; "As lições da Crise Hídrica". 1ª edição, Campinas, 2014.

Borsari, R.D.; *"Segurança hídrica para São Paulo"*. Palestra proferida no 6º Encontro dos Engenheiros do DAEE em 06 de agosto de 2015 – Águas de São Pedro, SP. Arquivo digital em formato MS-PowerPoint – 31 slides.

DAEE, *"Sistema Produtor Alto Tieté"* Departamento de Águas e Energia Elétrica Página internet em formato html, disponível para consulta no endereço eletrônico http://www.daee.sp.gov.br/index.php?option=com_content&view=article&id=853%3Abarragens-e-sistema-produtoralto-tiete&catid=36%3Aprogramas&Itemid=18 Acesso em 12/mar/2018

EMPLASA (2018) – "*Região Metropolitana de São Paulo*". Empresa de Planejamento Metropolitano S.A. Página internet em formato html, disponível para consulta no endereço eletrônico https://www.emplasa.sp.gov.br/RMSP Acesso 20/fev/2018.

Giudice, S.L., Mendes, J.A.R., Nakandakare, S. S. (2015) – "Controle de erosão e recuperação do canal do Rio Taiaçupeba-Mirim em Ribeirão Pires – Projeto Básico de Engenharia". Departamento de Águas e Energia Elétrica, SP.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

EVALUACIÓN COMPUTACIONAL DEL IMPACTO DE LOS TECHOS VERDES EN LA REDUCCIÓN DE INUNDACIONES EN LA REGIÓN CENTRAL DE CHILE

Lopez-Aburto, Carlos S.¹; Mora-Melia, Daniel^{1,*}, Ballesteros-Pérez, Pablo², Gutierrez-Bahamondes, Jimmy H.¹ y Fuertes-Miquel, Vicente S.³

¹Departamento de Ingeniería y Gestión de la Construcción. Facultad de Ingeniería. Universidad de Talca, Chile. e-mail: damora@utalca.cl*; carlopez13@alumnos.utalca.cl; jgutierrezb@utalca.cl ²School of Architecture, Building and Civil Engineering, Loughborough University, LE11 3TU Loughborough, United Kingdom. e-mail: p.ballesteros-perez@lboro.ac.uk ³Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente, Universitat Politécnica de Valencia, España. e-mail: vfuertes@upv.es

RESUMEN:

La creciente urbanización y la falta de espacios verdes en las ciudades han superado la mayoría de los sistemas de evacuación y drenaje de aguas pluviales en muchas ciudades Latino Americanas. En este sentido, los techos o cubiertas verdes están valorados como elemento de mitigación del cambio climático y pueden disminuir el caudal de escorrentía superficial en las ciudades. Este trabajo analiza la instalación de cubiertas verdes como una posible solución a las inundaciones sectoriales sufridas por una ciudad en el centro de Chile (Curicó). La metodología seguida en este trabajo incluye la identificación de sectores conflictivos, el desarrollo del modelos hidrológico mediante SWMM, la consideración de diferentes distribuciones y tipologías de superficies verdes, y la realización de simulaciones computacionales que permiten determinar la viabilidad de los techos verdes como elemento de prevención de inundaciones.

ABSTRACT:

The growing urbanization and lack of green spaces in cities have outgrown most rainwater drainage and evacuation systems in many Latin American cities. Green roofs offer a solution that can mitigate climate change by reducing the runoff in cities with extensive, highly impermeable areas. This work analyses the installation of green roofs as a potential solution to the sectorial floods suffered by a city in central Chile (Curico). The methodology includes the identification of conflictive sectors, hydrological modelling with SWMM software, the consideration of different distributions and types of green roof surfaces, and computational simulations to determine the feasibility of green roofs for preventing floods.

PALABRAS CLAVES: sostenibilidad; SUDS; modelos computacionales; inundaciones,

INTRODUCCIÓN

El rápido crecimiento horizontal de las superficies urbanas en las ciudades latinoamericanas durante las dos últimas décadas (Romero-Lankao et al. 2014), junto con las precipitaciones invernales concentradas en pocos días, originan importantes impactos ambientales, entre los que se incluyen inundaciones en determinados sectores y colapsos en las redes de evacuación de agua lluvia (Goudie 1990; Weng 2001). Adicionalmente, en el caso de Chile gran parte de la superficie urbana se encuentra impermeabilizada, disponiendo tan solo de un pequeño porcentaje de áreas verdes, que son las que podrían infiltrar el caudal de aguas lluvias. Por este motivo, cuando se producen precipitaciones intensas durante el invierno en la zona central del país, se generan colapsos en la infraestructura de evacuación, debido a que los caudales circulantes exceden la capacidad hidráulica de las conducciones existentes.

La instalación de Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS) entra dentro de las posibles soluciones tecnológicas que contribuyen al desarrollo sostenible de nuestras ciudades (Benvenuti 2014; Chiesura 2004). Los SUDS, entre los que se encuentran las cubiertas o techos verdes, generan numerosos beneficios desde el punto de vista social, económico, medioambiental y de sostenibilidad, por lo que son consideradas un elemento efectivo de mitigación del cambio climático (Berardi et al. 2014; Bianchini and Hewage 2012; Cai et al. 2015). Adicionalmente, las cubiertas verdes producen una disminución del caudal de escorrentía superficial cuando se producen lluvias al interior de las ciudades, lo que sin duda contribuye a evitar inundaciones puntuales.

Pese a sus variados beneficios ambientales, los costes relativamente altos de construcción disuaden a muchos propietarios de vivienda residencial. A este respecto, distintas políticas de incentivo para la adopción de tecnologías sostenibles y energéticamente eficientes están siendo implementadas en Chile. Sin embargo, el desconocimiento y la falta de legislación causa que muchos usuarios no se planteen ejercer su derecho a solicitar beneficios fiscales para la instalación de cubiertas verdes.

Estudios como el realizado en este trabajo pretender ayudar a crear conciencia en un futuro próximo. Así, este trabajo propone un modelo de actuación basado en cubiertas verdes que permita reducir la escorrentía urbana, y por tanto las inundaciones, en determinados sectores residenciales conflictivos de la ciudad de Curicó (Chile). Para ello, tras realizar un levantamiento de la información en terreno, se construye un modelo hidrológico bajo el entorno del Storm Water Management Model (SWMM), que permite identificar el área de cada sector que tendría que ser impermeabilizado para evitar la inundación bajo diferentes eventos de precipitación. Los resultados del trabajo muestran como la utilización de cubiertas verdes reducen la escorrentía urbana considerablemente, evitando, bajo ciertas condiciones, la saturación de los sectores conflictivos estudiados.

METODOLOGÍA

Casos de estudio

En 2017, y en base a los antecedentes entregados por la Dirección de Protección Civil (DPC) de la ciudad de Curicó, se realizan distintas salidas a terreno durante los meses más lluviosos del año, a fin de identificar sectores que presentaran inundaciones durante eventos cortos de lluvia (hasta 24 horas). El radio de acción para este trabajo se acotó principalmente al sector centro de Curicó, donde se identificaron hasta 27 puntos donde los colectores quedaban saturados con lluvias moderadas (figura 1).



Figura 1.- Identificación de puntos críticos que sufren colapso durante eventos cortos de lluvia

Una vez identificados los puntos críticos se procede a la elaboración del modelo computacional, que no es construido para los 27 puntos, si no para algunos de los más representativos, seleccionados en base a distintos criterios, entre los que se destacan: i) Inspección visual y representatividad, donde se opta por escoger aquellos puntos donde se aprecia mayor cantidad de agua; ii) Disponibilidad de m² en los alrededores donde instalar las cubiertas verdes; iii) Disponibilidad de cubiertas que posean ya una inclinación de hasta un 30%; iv) Disponibilidad de edificaciones capaces de soportar el peso estructural añadido por la cubierta verde.

En base a estos criterios se opta por seleccionar seis puntos representativos. Para cada uno de estos puntos se evaluará computacionalmente el desempeño de las cubiertas verdes bajo ciertos eventos de lluvia. El primer paso es construir el modelo hidrológico en SWMM, para lo que es imprescindible realizar un levantamiento de información de distintos parámetros y variables, que fueron tomados principalmente del Plan Maestro de Aguas Lluvias de la ciudad de Curicó y de la guía de Diseño y Especificaciones de Elementos Urbanos de Infraestructuras, desarrollada por el Departamento de Obras Urbanas del Ministerio de Vivienda y Urbanismo de Chile (Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2005).

La información obtenida permite delimitar las calles que aportan caudal a cada punto conflictivo y las superficies donde es viable instalar cubiertas verdes alrededor de estos puntos (figura 2a). Adicionalmente, en la construcción del modelo computacional es imprescindible introducir: i) ubicación exacta de nudos de conexión, donde los parámetros a introducir son cota de fondo (m), profundidad máxima (m), nivel inicial (m) y área de inundación (m²) para cada nudo. ii) conducciones (tuberías), donde se define forma de la conducción, diámetro (mm), longitud (m), material, rugosidad, pendiente (‰), cota de entrada (m), cota de salida (m), desnivel de entrada (m), desnivel de salida (m), caudal inicial (L/s) y caudal máximo (L/s); iii) Puntos de vertido (descargas), donde se introduce la cota de fondo (m) y el tipo de descarga.

Respecto a las techumbres, estas son introducidas en el modelo como sub-cuencas, donde los datos a introducir son el colector al que descarga, área (Ha), ancho de escorrentía (m), pendiente (%), área impermeable (%), y coeficientes de Manning (n) para los estratos permeable e impermeable, tomados para este trabajo del libro de Te Chow (1959). La figura 2b) muestra el modelo construido bajo entorno SWMM para los seis casos de estudio analizados en este trabajo, donde quedan definidos los nudos de descarga (colectores), los conductos existentes y los puntos de vertido. El resto de detalles del modelo hidrológico, incluyendo las lluvias de diseño y las cubiertas verdes introducidas se detalla en los siguientes apartados.



Figura 2.- a) Superficie disponible para cubiertas verdes (área naranja); b) Modelo hidrológico en SWMM:

Modelo de precipitaciones

La descripción del evento de lluvia es fundamental cuando se diseñan o analizan sistemas de drenaje urbano. En términos generales, es posible emplear dos tipos de información pluviométrica: Lluvias históricas y Lluvias de diseño. Las lluvias históricas se construyen aplicando el modelo de transformación lluvia-caudal a los registros históricos de lluvias, obteniendo de cada una de ellas el hidrograma previsto. Lo cierto es que este modo de trabajo es complejo, puesto que habitualmente se dispone de pocos datos registrados de la variabilidad temporal y espacial de la lluvia en un lugar. Por este motivo, para este trabajo se ha optado por utilizar lluvias de diseño obtenidas a partir de curvas IDF, construidas a partir de los anuarios Climatológicos de la Dirección Meteorológica de Chile, que permiten obtener gratuitamente los registros pluviométricos de las seis estaciones meteorológicas de toda la región central.

En base a esta información se construyen dos series de precipitación. La primera de ellas (TS_01) acumula una precipitación máxima de 55.698 mm en 24 horas, con un pico de 15 mm en la hora de mayor intensidad, correspondiente a un evento de lluvia de intensidad moderada. La segunda serie temporal (TS_02) acumula 87.291 mm en 24 horas, con un pico de 23.38 mm en la hora de máxima intensidad, que corresponde a una lluvia de intensidad fuerte. Los dos eventos de precipitación han sido construidos en base a la precipitación máxima esperada durante los meses más lluviosos del año, considerando periodos de retorno de 2 (serie TS_01) y 10 años (TS_02).



Figura 3.- a) Estaciones pluviométricas en la región central de Chile; b) Lluvias de diseño introducidas en el modelo

Selección de las cubiertas verdes

En la actualidad, el mercado de cubiertas verdes ofrece gran variedad de soluciones según las necesidades y requerimientos del usuario. En este trabajo, el nivel socio-económico promedio de la región analizada representó un factor de decisión importante, por lo que la economía y la (casi) ausencia de mantenimiento se priorizaron a la hora de seleccionar las cubiertas verdes que fueron introducidas en el modelo.

Entre las distintas soluciones comerciales, la configuración más simple y barata es la cubierta verde extensiva, cuyo coste aproximado varía generalmente entre 55,000 y 65,000 CLP/m² (75 a 95 EUR/m²) incluyendo impermeabilización, sistemas de drenaje, sustrato, vegetación e irrigación. Otro grupo comercial son las llamadas cubiertas intensivas, que se asemejan a jardines y están diseñadas también para uso recreativo, teniendo costes de instalación que parten desde los 110,000 CLP/m² (150 EUR/m²).

Por otro lado, considerando la tipología de edificación predominante en los sectores analizados, compuesta principalmente por vivienda residencial unifamiliar surgió la necesidad de instalar una tipología de cubierta inclinada entre un 10 y un 30%. Por último, hay que tener en

cuenta que la instalación de una cubierta verde agrega un peso adicional a la edificación que nunca debe superar la resistencia de la vivienda tras la adición de las nuevas cargas gravitacionales. Por todas las razones expuestas, las cubiertas de tipo extensivo y semi-extensivo son las más aconsejables, dado que su peso es inferior, apenas necesitan mantenimiento y son más económicas, pudiendo instalarse además en cubiertas inclinadas.

Las características principales para las dos tipologías de cubierta seleccionadas vienen resumidas en la tabla 1. Las principales variaciones entre un tipo y otro son el tipo de vegetación, la inclinación, el espesor del sustrato, el espesor de la vegetación y el espesor de la capa de drenaje. El objetivo es comparar el desempeño de cada tipo de cubierta en cuanto a retención de escorrentía urbana se refiere.

	GR_01	GR_02
Tipo	Extensiva	Semi-extensiva
Altura máxima sistema	120 mm	320 mm
Pendiente de inclinación	30°	10°
Tipo de vegetación	Césped	Flora semi- densa
Altura de vegetación	30 mm	150 mm
Tipo de sustrato	Arcilla limosa	Arcilla orgánica
Espesor máximo sustrato	55 mm	130 mm
Espesor estera drenante	35 mm	40 mm
Peso saturado de agua	185 kg/m2	195 kg/m2
Tipo	Extensiva	Semi-extensiva

 Tabla 1.- Características cubiertas verdes comerciales utilizadas

Actualmente, las versiones más recientes de SWMM permiten la introducción en el modelo de hasta siete técnicas de drenaje sostenible mediante controles LID (Low Impact Development), entre las que se encuentran las cubiertas verdes. A este respecto, SWMM permite implementar la cubierta verde a toda el área de estudio o únicamente en determinadas sub-cuencas. Obviamente, introducir cubiertas verdes al 100% de la superficie de techumbre disponible es utópico, por lo que este trabajo considera hasta cuatro alternativas de instalación, a fin de determinar la relación entre m² de cubierta verde instalada y reducción de escorrentía superficial. En este sentido, para cada caso se realiza la simulación computacional considerando cubierta aproximadamente un 25, 50, 75 y 100% de la superficie total disponible en las techumbres. A modo de ejemplo, la figura 4 muestra, para el caso de estudio 5, la distribución realizada, donde el modelo considera la incorporación de cubiertas verdes a un total de 19, 49, 70 y 89 sub-cuencas.



Figura 4.- Superficie de cubierta verde en caso de estudio 1. a) 19 sub-cuencas; b) 49 sub-cuencas; c) 70 sub-cuencas; d) 89 sub-cuencas.

Entorno computacional, consideraciones y limitaciones del modelo

La simulación de los procesos hidrológicos involucrados en la transformación lluviaescorrentía y la implementación de cubiertas verdes en el modelo de SWMM ha sido razonablemente probada por numerosos investigadores. A este respecto, los resultados muestran como el software es capaz de capturar con éxito el rendimiento promedio en gestión de aguas pluviales a largo plazo (Alfredo et al. 2010; Burszta-Adamiak and Mrowiec 2013).

Sin embargo, el programa asume algunas simplificaciones en la formulación del modelo. Por un lado, SWMM simula los procesos de precipitación-escorrentía, pero no simula los procesos físicos detallados que se producen en los SUDS, es decir, propiedades del techo verde como el contenido inicial de agua, la especie de las plantas, las propiedades del medio, etc., son descuidadas. Así, actualmente los datos de entrada en el modelo son la distribución de la intensidad de precipitación y una estimación de la capacidad de retención del techo verde mediante: i) características de superficie (altura de la berma, fracción del volumen de vegetación, rugosidad superficial y pendiente superficial); ii) características del suelo (espesor, porosidad, capacidad de campo, conductividad, etc.); iii) almacenamiento (espesor, índice de vacío, índice de filtración, etc.) y iv) drenaje (coeficiente de flujo, exponente de flujo y altura de desplazamiento). Adicionalmente, hay que destacar que los parámetros requeridos son numerosos y no siempre sencillos de obtener, por lo que los resultados de la respuesta hidrológica del sistema deben considerarse como estimaciones del rendimiento real del techo verde.

Por otro lado, la metodología propuesta tiene otras limitaciones que merecen mayor atención. Por ejemplo, asumiendo que la reducción del volumen de escorrentía depende de distintos factores como la lluvia de diseño, la vegetación, los medios de crecimiento y/o la pendiente del techo, es posible considerar que:

Numerosos estudios coinciden en que el tipo de suelo y sus propiedades, así como el tipo de vegetación, influyen considerablemente en la capacidad de retención del techo verde (Pianella et al. 2017; Whittinghill et al. 2015). En referencia a este punto, el tipo de vegetación comercialmente disponible en techos verdes no intensivos es muy limitado actualmente, siendo la hierba o el sedum prácticamente las únicas opciones disponibles. Por tanto, es

altamente probable que las opciones comerciales disponibles hoy en día no hayan alcanzado todavía su máxima eficiencia en cuanto a retención de agua.

ii) El volumen total de escorrentía está determinado en gran medida por la cantidad total y la intensidad de la precipitación. A este respecto, para que la simulación computacional sea lo más representativa posible es esencial disponer de registros de precipitación detallados, que permitan estimar de modo preciso la cantidad potencial de agua lluvia que deberá ser filtrada/retenida por el techo verde. Normalmente se utilizan métodos de distribución espacial que permiten extrapolar la información de unas pocas estaciones meteorológicas a espacios más grandes. Entre los métodos más comunes referidos en la literatura pueden destacarse la media aritmética, los polígonos de Thiessen, las isoyetas, etc. (Linsley et al. 1988). Respecto a la metodología empleada en este trabajo, Pizarro et al. (2003) compara diferentes metodologías de estimación y concluye que, para el Valle Central de Chile, no existen diferencias significativas entre todas estas metodologías. Consecuentemente, y por simplicidad, este trabajo considera los polígonos de Thiessen como metodología de estimación de precipitaciones promedio en las áreas de estudio.

RESULTADOS

Una primera simulación del modelo construido con la situación original existente es realizada con la intención de replicar las inundaciones observadas en terreno. Los resultados obtenidos por SWMM representan correctamente las inundaciones en todos los casos de estudio, por lo que el modelo hidrológico queda razonablemente validado.

Este trabajo analiza el desempeño de las cubiertas verdes extensivas y semi-extensivas por separado. Los modelos hidrológicos son entonces modificados para incluir en cada caso de estudio las dos tipologías de cubierta verde analizada (según tabla 1). Los resultados obtenidos por medio de SWMM permiten determinar para cada caso de estudio la superficie verde necesaria para reducir suficientemente la escorrentía urbana y evitar la inundación bajo las lluvias de diseño testadas y en función de la tipología de cubierta verde empleada.

Respecto a los resultados, cabe destacar que estos no consideran las pérdidas por evaporación, por no considerarse relevantes en los objetivos de este trabajo. Sin embargo, y de acuerdo a los datos proporcionados por las instituciones, las simulaciones sí han incluido la capacidad de infiltración del terreno, la cual es dependiente de variables como el tipo de suelo, la topografía, la pendiente, el espesor de suelo, etc. La figura 5 muestra la reducción de escorrentía (%) en función de la superficie de cubierta verde instalada en relación a la superficie total disponible para los seis casos de estudio considerados y las dos lluvias de diseño testadas.


Figura 5.- Capacidad de retención de las cubiertas verdes en % de escorrentía. Izquierda) Lluvia de intensidad moderada; Derecha) Lluvia de intensidad fuerte

La figura analiza para cada escenario la reducción de escorrentía urbana (%) producida por cubiertas extensivas (CV_01) y semi-extensivas (CV_02), a fin de evaluar su eficiencia como elemento mitigador de inundaciones. En este sentido, los escenarios del lado izquierdo de la figura están realizados bajo un escenario de lluvia moderada (TS_01), mientras que los del lado derecho consideran una lluvia de intensidad fuerte (TS_02). Del mismo modo, la línea horizontal en cada escenario marca el % de escorrentía que debe reducirse para evitar la inundación, cuyo valor se incluye tanto en el gráfico correspondiente como en la tabla 2 para cada caso de estudio.

Lluvia diseño	Caso Estudio	Escorrentía inicial (mm)	Reducción necesaria escorrentía (%)	Área requerida CV_01 (%)	Área requerida CV_02 (%)
Moderada (TS_01)	1	42.205	19.53	25-30	20–25
	2	44.982	28.16	50-60	40–45
	3	43.84	27.17	50-60	35–40
	4	42.185	34.15	40–45	30–35
	5	43.906	29.4	45-50	35
	6	43.801	25.54	50-55	30–35
Fuerte (TS_02)	1	67.271	25.92	65-70	25-30
	2	70.875	46.56	Inundado	60–65
	3	70.26	29.94	95-100	40–45
	4	67.874	65.66	Inundado	65-70
	5	70.337	48.73	Inundado	55-60
	6	70.184	45.88	Inundado	55-60

 Tabla 2.- Área mínima de cubierta verde requerida para colapso

Los resultados muestran como cuando la lluvia es moderada, ambas soluciones comerciales tienen un buen desempeño y consiguen evitar la inundación incluso con una baja cobertura de cubierta verde (25%) sobre el total de superficie de techumbre disponible. Sin embargo, cuando la lluvia es de fuerte intensidad, el modelo de cubierta verde extensiva empleado (CV_01) no es capaz de evitar la inundación en cuatro de los seis casos de estudio aunque se cubra la totalidad de techumbre disponible con cubierta verde. En este sentido, la cubierta semi-extensiva (CV_02) sí que consigue evitar la inundación en todos los casos de estudio. A este respecto, y atendiendo a las características constructivas de las dos tipologías analizadas, los resultados muestran como el espesor de la capa de vegetación y del sustrato influyen considerablemente en la capacidad de retención del agua. Adicionalmente, el uso de cubiertas semi-extensivas también presenta otros inconvenientes, como su mayor precio, un mayor mantenimiento por el tipo de vegetación y un mayor peso para la estructura. Estos tres factores pueden ser limitantes dependiendo del tipo de edificación donde se instale.

Por otro lado, si se realiza un análisis comparativo entre los resultados obtenidos en este trabajo y los obtenidos por otros investigadores en trabajos similares puede concluirse que la reducción de escorrentía obtenida por el modelo realizado está en el orden de la obtenida en otros modelos y/o trabajos experimentales (Fassman-Beck et al. 2013; Speak et al. 2013; Stovin et al. 2012). Sin embargo, la medida no es fácilmente comparable, debido a las diferentes condiciones, propiedades y supuestos que toma cada modelo. En referencia a las principales novedades aportadas por este trabajo, cabe destacar que la práctica totalidad de los trabajos disponibles en la literatura analizan la capacidad de los techos verdes cuando estos ocupan el 100% de la superfície de techumbre disponible, y eso no parece una situación realista. Por este motivo, este trabajo considera distintas situaciones en función del porcentaje de superfície que podría estar disponible en un entorno urbano real, y analiza en cada caso cuanta cubierta verde debería instalarse para evitar el

colapso de los colectores. Esto también forma una idea más realista sobre la inversión económica que debería hacerse.

A este respecto, considerando los casos de estudio analizados es posible estimar que al menos el 60% de la superficie de techumbre disponible debería convertirse en cubierta verde de tipo semi-extensivo para tener ciertas garantías a la hora de evitar inundaciones en eventos lluvia de intensidad fuerte. Considerando únicamente los sectores analizados en este trabajo, esto implica instalar entre 2400 y 5000 m² alrededor de cada punto crítico. En términos monetarios supondría una fuerte inversión que normalmente no puede ser soportada por usuarios privados. Por lo tanto, promover ayudas y beneficios para usuarios de tecnologías verdes debe ser una prioridad para los gobiernos de países en desarrollo como Chile.

CONCLUSIONES

El crecimiento demográfico y espacial experimentado por gran parte de los núcleos urbanos latinoamericanos ha provocado que los actuales sistemas de drenaje y evacuación de aguas lluvias sean insuficientes, siendo algunas de las principales causas la densificación urbana, la escasez de sumideros y las dimensiones de la red de evacuación, las cuales no fueron originalmente calculadas para un crecimiento como el experimentado. En este sentido, los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS) se encuentran dentro de las nuevas estrategias que mejoran el funcionamiento y desarrollo urbano sostenible de las ciudades.

Este trabajo, a partir de datos reales proporcionados por organismos públicos, identifica distintos sectores conflictivos en la ciudad de Curicó (Chile) que quedaban inundados tras un evento de precipitación, y simuló mediante un modelo computacional la aplicación de cubiertas verdes en seis casos de estudio. La finalidad del trabajo era, por un lado, definir si era posible evitar estas inundaciones mediante sistemas de drenaje sostenible y por otro lado, evaluar el desempeño de dos tipologías de cubierta verde (extensiva y semi-extensiva) comercial. De acuerdo a los resultados obtenidos, es posible afirmar que:

- Los dos modelos de cubierta verde simulados en este trabajo reducen considerablemente la escorrentía urbana. En el caso de lluvias de intensidad moderada, ambas tipologías (extensiva y semi-extensiva) evitan la inundación en todos los casos instalando cubiertas verdes en menos del 50% de superfície de techumbre disponible.
- En el caso de lluvias de fuerte intensidad, la cubierta extensiva simulada no consigue evitar la inundación en cuatro de los seis casos de estudio, ni siquiera cubriendo el 100% de superficie de techumbre disponible. Para este tipo de lluvia, la cubierta semi-extensiva tiene mejores prestaciones, evitando la inundación en todos los casos con cobertura de superficie disponible inferior al 60% en todos los casos.
- De las características constructivas de las dos cubiertas analizadas se desprende que el menor espesor de sustrato y capa de vegetación son determinantes a la hora de instalar una cubierta verde con el objetivo de reducir la escorrentía urbana.

De acuerdo a lo anterior, en términos generales puede concluirse que las cubiertas verdes pueden resultar de ayuda para evitar colapsos en ciertos sectores conflictivos de las ciudades bajo lluvias de intensidad moderada. Sin embargo, su capacidad es limitada y la instalación de una tipología u otra debe ser estudiada con detalle si el objetivo principal es la reducción de escorrentía.

No obstante, de acuerdo al trabajo desarrollado, el promover tecnologías verdes debe ser una prioridad para países en desarrollo como Chile, puesto que conllevan un gran número de beneficios tanto desde el punto de vista medioambiental como desde el punto de vista socio-económico. Sin embargo, las condiciones propias de cada país/ciudad/sector a intervenir es un factor relevante a la hora de tomar una solución de compromiso acerca de que tipología de cubierta debe ser instalada. En este sentido, el desarrollo de una política de incentivos o beneficios por parte del gobierno local para instalar o promover el uso de estas infraestructuras es una herramienta esencial que debe considerarse en el futuro.

Bibliografía

Alfredo, K., Montalto, F., and Goldstein, A. (2010). "Observed and Modeled Performances of Prototype Green Roof Test Plots Subjected to Simulated Low- and High-Intensity Precipitations in a Laboratory Experiment." *Journal of Hydrologic Engineering*, 15(6), 444–457.

Benvenuti, S. (2014). "Wildflower green roofs for urban landscaping, ecological sustainability and biodiversity." *Landscape and Urban Planning*, Elsevier, 124, 151–161.

Berardi, U., GhaffarianHoseini, A., and GhaffarianHoseini, A. (2014). "State-of-the-art analysis of the environmental benefits of green roofs." *Applied Energy*, Elsevier, 115, 411–428.

Bianchini, F., and Hewage, K. (2012). "Probabilistic social cost-benefit analysis for green roofs: A lifecycle approach." *Building and Environment*, 58, 152–162.

Burszta-Adamiak, E., and Mrowiec, M. (2013). "Modelling of green roofs' hydrologic performance using EPA's SWMM." *Water Science & Technology*, IWA Publishing, 68(1), 36.

Cai, W., Santoso, A., Wang, G., Yeh, S.-W., An, S.-I., Cobb, K. M., Collins, M., Guilyardi, E., Jin, F.-F., Kug, J.-S., Lengaigne, M., McPhaden, M. J., Takahashi, K., Timmermann, A., Vecchi, G., Watanabe, M., and Wu, L. (2015). "ENSO and greenhouse warming." *Nature Climate Change*, Nature Publishing Group, 5(9), 849–859.

Chiesura, A. (2004). "The role of urban parks for the sustainable city." *Landscape and Urban Planning*, 68(1), 129–138.

Chow Te, V. (1959). Open channel hydraulics. McGraw-Hill Book Company, Inc; New York.

Fassman-Beck, E., Voyde, E., Simcock, R., and Hong, Y. S. (2013). "4 Living roofs in 3 locations: Does configuration affect runoff mitigation?" *Journal of Hydrology*, Elsevier, 490, 11–20.

Goudie, A. (1990). The human impact on the natural environment. Basil Blackwell Ltd.

Pianella, A., Aye, L., Chen, Z., and Williams, N. (2017). "Substrate Depth, Vegetation and Irrigation Affect Green Roof Thermal Performance in a Mediterranean Type Climate." *Sustainability*, Multidisciplinary Digital Publishing Institute, 9(12), 1451.

Romero-Lankao, P., Hughes, S., Qin, H., Hardoy, J., Rosas-Huerta, A., Borquez, R., and Lampis, A. (2014). "Scale, urban risk and adaptation capacity in neighborhoods of Latin American cities." *Habitat International*, Pergamon, 42, 224–235.

Speak, A. F., Rothwell, J. J., Lindley, S. J., and Smith, C. L. (2013). "Rainwater runoff retention on an aged intensive green roof." *Science of The Total Environment*, Elsevier, 461–462, 28–38.

Stovin, V., Vesuviano, G., and Kasmin, H. (2012). "The hydrological performance of a green roof test bed under UK climatic conditions." *Journal of Hydrology*, Elsevier, 414–415, 148–161.

Ministerio de Vivienda y Urbanismo. "Guía de Diseño y Especificaciones de Elementos Urbanos de Infraestructuras". *Gobierno de Chile: Santiago, Chile, 2016.* Available online: http://bcn.cl/2423i (accessed on 04 April 2018).

Weng, Q. (2001). "Modeling urban growth effects on surface runoff with the integration of remote sensing and GIS." *Environmental management*, Springer, 28(6), 737–748.

Whittinghill, L. J., Rowe, D. B., Andresen, J. A., and Cregg, B. M. (2015). "Comparison of stormwater runoff from sedum, native prairie, and vegetable producing green roofs." *Urban Ecosystems*, Springer US, 18(1), 13–29.

IAHR

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

EFEITO EJETOR EM USINA HIDRELÉTRICA DE BAIXA QUEDA ATRAVÉS DE CONDUTOS LATERAIS EM CONDIÇÃO SUBMERSA

Mauricio Romero, José Junji Ota e Tobias Bleninger

Programa de Pós Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental (PPGERHA), Universidade Federal do Paraná (UFPR), Centro Politécnico, Bloco V, 19011-81531-900- Curitiba, Paraná, Brasil mauricioromero@ ufpr.br, ota.dhs@ufpr.br, bleninger@ufpr.br

Paulo Cabral Dettmer e Fernanda Scheffer Yamakawa

Centro de Hidráulica e Hidrologia Prof. Parigot de Souza (CEHPAR/LACTEC), Centro Politécnico da UFPR. Rodovia BR-116, Km 98, nº 8813, Jardim das Américas. Curitiba, Paraná, Brasil paulo.cabral@lactec.org.br, hernanda.hiromi@lactec.org.br

Guilherme Moreira Grossi

Neoenergia. Condomínio Edifício Flamengo Comercial, Praia do Flamengo 78, Flamengo 22210904, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, ggrossi@neoenergia.com

RESUMEN:

No presente trabalho apresenta-se inicialmente o estado de arte nesta temática, no marco de um projeto de pesquisa num modelo físico tipo, com uma escala geométrica de 1:70, a ser desenvolvido no Centro de Hidráulica e Hidrologia Prof. Parigot de Souza (CEHPAR/LACTEC), na Universidade Federal de Paraná (UFPR). Procura-se estudar e identificar as combinações das condições hidrodinâmicas de fluxo submerso 3D e fatores geométricos dos descarregadores de fundo laterais, com a finalidade de conseguir um efeito ejetor satisfatório. Da avaliação do estado de arte, conclui-se que as premissas disponíveis na literatura são, em sua grande maioria, referente a casos envolvendo escoamento 2D que de fato não ocorre, onde as equações disponíveis nas referências estudadas descrevem o fenômeno com razoável precisão. No entanto, para escoamentos com grandes profundidades a jusante do canal de fuga, a relação teórica é discrepante das observações realizadas em laboratório e, portanto, merecem uma investigação detalhada.

ABSTRACT:

The present paper shows the state of the art on this topic, within the framework of a research project in a 1:70 physical type-model implemented at the Center of Hydraulics and Hydrology Prof. Parigot de Souza (CEHPAR/LACTEC); located in the Campus III of the Federal University of Parana (UFPR). The aim of the study is to study and identify combinations between hydrodynamic conditions from 3D-submerse flow and geometric factors of the bottom side conduits. The consulted literature review leads to conclude that the available premises relates mostly to 2D-flow behavior in the downstream evacuating channel are seldom present, where the existing equations describe the phenomenon arguably well. However, for discharges with significant depths downstream the hydropower unit, observed and calculated ejection values from laboratory tests show remarkably large differences, being more detailed research needed.

PALABRAS CLAVES: efeito ejetor, fluxo submerso, usina hidrelétrica de baixa queda.

INTRODUÇÃO

O setor energético encontra-se em uma fase de transição no que se refere ao uso de tecnologias novas e readequação de outras anteriormente aplicadas. Nessa ótica, tem-se o foco marcante na geração de energia proveniente de pequenas usinas hidrelétricas (UHE), onde um aspecto fundamental é a maximização da potência hidráulica disponível nestas (Schiffer et al, 2015).

Uma visão atualmente aceita indica que a exploração de pequenas usinas hidrelétricas; desde 100 a 1.000 kW com diferenças de carga hidráulica muito pequenas (0.80 m), constitui-se no futuro de um aproveitamento energético atrativo desde o ponto de vista econômico e ecológico. No entanto, existem ainda problemas não resolvidos, entre eles, a ineficiência de pequenas usinas com turbinas e efeitos ecológicos negativos (Wiemann et al. 2007).

Neste sentido, o aproveitamento de usinas de baixa queda tem atraído o interesse de pesquisadores. Wiemann et al. (2007) apresentam em seu trabalho uma série de novas tecnologias geradas para pequenas usinas hidrelétricas de baixa queda, entre eles a Turbina Gorlov, o Hidro-Venturi, a Turbina Davis, a Turbina KHSP e a Turbina UEK, onde os autores indicam que as mesmas sofrem de baixas eficiências e altos custos de investimento (ver Figura 1).



Figura 1 - Novas tecnologias para usinas hidrelétricas a) turbina Davis b) turbina KHSP c) turbina UEK d) Hidro-Venturi e) turbina Gorlov (Wiemann et al, 2007)

O objetivo deste trabalho é apresentar inicialmente o estado de arte nesta temática no marco de um projeto de pesquisa a ser desenvolvido no Centro de Hidráulica e Hidrologia Prof. Parigot de Souza (CEHPAR/LACTEC) localizado no Campus III do Centro Politécnico da Universidade Federal de Paraná (UFPR).

Procura-se estudar e identificar as combinações das condições hidrodinâmicas de fluxo submerso 3D; para grandes vazões descarregadas, e fatores geométricos dos descarregadores de fundo laterais num modelo físico de uma usina hidrelétrica tipo, com a finalidade de conseguir um efeito ejetor satisfatório.

EFEITO EJETOR OU EJEÇÃO

O efeito ejetor para fins de aumento de geração elétrica em usinas de baixa queda tem como princípio a mistura do fluxo em excesso proveniente do vertedouro ou descarregadores de fundo com o fluxo de água que sai do tubo de sucção, transmitindo parte da energia cinética do fluxo de alta velocidade ao fluxo de baixa velocidade da turbina. Isto origina uma queda de pressão na saída do tubo de sucção que equivale a baixar o nível de água no canal de fuga a jusante. O resultado final é o incremento da carga efetiva na turbina (Schiffer et al., 2015).

O incremento da carga para uma vazão constante da turbina pode ser estimado como a diferença entre as cotas piezométricas com e sem ejeção na saída do tubo da sucção ou logo após o rotor, conforme ilustrado na Figura 2. Portanto, o efeito ejetor pode ser considerado como a redução adicional de pressão no tubo de sucção quando o excesso da vazão é descarregado por estruturas em suas proximidades (Slisskii, 1953).



Figura 2.- Incremento da carga pela ejeção (Adaptado de Slisskii, 1953)

Kachanovskii (1947) e Egorov (1948); segundo Slisskii (1953), definem que a diferença entre o nível de água no canal de fuga, a uma certa distância da casa de força, e a cota piezométrica na saída do tubo de sucção é denominado efeito ejetor ou ejeção h_{ei} (ver Figura 2).

O efeito piezométrico h_{ei} da ejeção pode ser calculado através das equações [1] e [2]:

$$h_{ej} = NIV(TR) - NIV(h_o)$$
[1]

$$NIV(h_o) = NIV(fsv) + h_o$$
^[2]

Onde NIV(TR): nível de água no canal de fuga a uma certa distância da casa de força, $NIV(h_o)$: cota piezométrica medida no fundo à saída do tubo de sucção, h_o : é a carga piezométrica medida abaixo da lâmina de água, medida desde o final da soleira do vertedouro e NIV(fsv): é a cota (elevação) do final da soleira do vertedouro (ver Figura 2).

Uma condição importante para aplicação das equações anteriormente apresentadas é que as comportas de abertura das estruturas vertentes não estejam afogadas. Quando os tubos de descarga estão afogados, o efeito piezométrico da ejeção é calculado na secção I-I, como se mostra na Figura 3. Portanto:

$$h_{ej} = NIV(TR) - NIV(h_t)$$
[3]

Onde NIV(TR): nível de água no canal de fuga a uma certa distância da casa de força e $NIV(h_t)$: é o nível de água junto na saída do tubo de sucção (secção I-I na Figura 3).



Figura 3.- Distribuições de pressão assumidas em descarregadores de fundo a) não afogados b) afogados (Slisskii, 1953)

O ganho em carga não é avaliado somente por h_{ej} , pois também há queda na pressão Δh na saída do tubo de sucção (secção I-I) sem ejeção. Por outro lado, existem perdas de carga adicionais ΔH_w causadas pela passagem do fluxo pela entrada da turbina e caixa espiral.

ALGUNS ESQUEMAS HIDRÁULICOS DE USINAS HIDRELÉTRICAS (UHE) COM EFEITO EJETOR

Distinguem-se dois esquemas básicos: ejeção no canal de fuga e ejeção no tubo de sucção (ver Figuras 4 e 5).



Figura 4.- Ejeção numa UHE no canal de fuga através de a) um vertedouro e b) descarregadores de fundo laterais (Slisskii, 1953)



Figura 5.- Ejeção numa UHE no tubo de sucção através a) do cotovelo do tubo da sucção e b) do tubo difusor (Slisskii, 1953)

EQUAÇÕES DE CONSERVAÇÃO DE QUANTIDADE MOVIMENTO LINEAR E DE ENERGIA

A análise da ejeção sempre começa pela aplicação das equações de conservação de quantidade movimento linear e de energia. A fim de desenvolver as equações de interesse para um volume de controle adotado (ver Figura 6), se partirá da formulação das leis básicas para um sistema de uma propriedade extensiva N (neste caso quantidade de movimento e energia). A propriedade intensiva (propriedade extensiva por unidade de massa) será designada por η . Portanto tem-se que (Fox et al., 2006):

$$N_{sistema} = \int_{M(sistema)} \eta \, dm = \int_{\forall (sistema)} \eta \rho \, d \, \forall \qquad [4]$$

Onde *M*: massa no sistema, ρ = massa especifica e \forall = volume do sistema.



Figura 6.- Configuração de Sistema e de Volume de Controle (Fox et al.,2006)

Portanto, para um campo de velocidades \vec{V} e um volume do sistema \forall obtém-se as equações de conservação de momento lineal [5] e de energia [6] (Fox et al., 2006):

$$\left(\frac{dm\vec{V}}{dt}\right)_{sistema} = \frac{\partial}{\partial t} \int_{VC} \vec{V}\rho d \,\forall + \int_{SC} \vec{V}\rho \vec{V} \,.\, d\vec{A}$$
^[5]

$$\left(\frac{dE}{dt}\right)_{sistema} = \frac{\partial}{\partial t} \int_{VC} e\rho d \,\forall + \int_{SC} e\rho \vec{V} \,.\, d\vec{A}$$
 [6]

Onde $e = u + V^2/2 + gz$, *u*: energia interna no sistema, $V^2/2$: energia cinética por unidade de massa, *gz*: energia potencial por unidade de massa e *g*: aceleração devida à gravidade.

Para o caso da ejeção por descarregadores de fundo, Slisskii (1953) menciona as seguintes premissas, onde o objetivo é a determinação das pressões nos descarregadores, saída do tubo de sucção e na parte inclinada da rampa:

- Quando as saídas dos descarregadores não estão afogadas, a pressão é hidrostática na secção I-I e independente da altura do escoamento no canal de fuga (ver Figura 3a)
- Quando existe afogamento, a pressão hidrostática é conforme apresentada na Figura 3b
- As pressões ao final dos pilares na casa de fuga dependem das cargas piezométricas sob a lâmina de água (na zona de vórtices) quando os descarregadores não estão afogados
- Quando os descarregadores estão afogados, a pressão na rampa; se esta se encontra próxima à UHE, é determinada pelos níveis nas secções I-I e II-II no canal de fuga como se mostra na Figura 7.
- Se os descarregadores não estão afogados, a pressão na rampa depende da sua localização.
- Quando a parte inclinada da rampa está afastada da usina ou quando os descarregadores de fundo estão sob o tubo de sucção, a pressão é determinada pelo nível de água na secção II-II.
- O afogamento nas saídas dos descarregadores de fundo começa quando a carga piezométrica h_o é maior do que h₁ (h_o > h₁) ou NIV(h_t) > NIV(a+h₁), tal como mostra a Figura 7.



Figura 7.- Esquemas de distribuição de pressões na rampa inclinada, descarregador de fundo afogado (Slisskii, 1953)

Quando as saídas dos descarregadores de fundo estão afogadas, a pressão na secção I-I é considerada como o nível d'água livre no canal de fuga junto da saída dos dutos.

Neste caso, o efeito piezométrico da ejeção é $h_{ej} = NIV(TR) - NIV(h_t)$, onde NIV (h_t) : é o nível d'água livre no canal de fuga na secção I-I e $h_t = a + h_1$ (ver Figura 7).

Para o caso mostrado na Figura 7; a pressão na parte inclinada da rampa é determinada pelos níveis nas secções I-I e II-II ou quando $h_2 < 1.18 \sqrt[3]{q_w^2}$, onde $q_w = Q_w / \Sigma b$ (ver Figuras 7 e 8), a análise da equação de conservação de momento para o volume de controle entre as secções proporciona a seguinte expressão para h_i :

$$h_t = \frac{d}{2} + \sqrt{P} \tag{7}$$

Onde:

$$P = \left(\frac{d}{2}\right)^2 + dh_2 + h_2^2 - A$$
 [8]

Na equação [8] $A = \beta q_w^2 M$, Para $\beta = \Sigma b/B$, $\beta' = \Sigma b_t/B$ (ver Figura 8), $k = \Sigma Q_w/\Sigma (Q_w + Q_t)$ e α : ângulo entre os vetores da velocidade média à saída do tubo de sucção e a horizonta, o valor do parâmetro *M* vem dado pela equação [9] (Slisskii, 1953):





Figura 8.- Esquema das variáveis intervenientes para o estudo da ejeção por descarregadores de fundo; vista de planta (adaptado de Slisskii, 1953)

As expressões mostradas acima também são validas para os casos em que o jato de água incide na parte inclinada da rampa e quando esta é suficientemente longa. Em ambas situações, a pressão em qualquer ponto da rampa depende de sua profundidade com respeito à superfície d'água.

A equação [10] para h_t é válida quando a parte inclinada da rampa está bem a jusante da usina e quando $h_2 > 1.18 \sqrt[3]{q_w^2}$ independentemente da posição da parte inclinada (a pressão atuando sobre a rampa é determinada pelo nível d'água no canal de fuga).

$$h_{t} = \sqrt{(h_{2} + d)^{2} - A}$$
[10]

Finalmente, quando a parte inclinada da rampa é muito curta e localizada imediatamente a jusante da usina, a pressão sobre ela pode ser determinada pela profundidade na secção I-I como:

$$h_t = d + \sqrt{h_2^2 - A} \tag{[11]}$$

REVISÃO DE LITERATURA

A maioria dos estudos a respeito do efeito ejetor desenvolveu-se entre os anos 1900 – 1960's por pesquisadores da então União Soviética, onde se estudaram diversas usinas hidroelétricas por meio de modelos físicos em escala reduzida. Entre os trabalhos mais importantes destacam-se os de Egorov (1948), Slisskii (1953), Slisskii (1963) e Serkov (1967).

Em Slisskii (1953), apresentam-se as metodologias de análise de Veits (1947), Kachanovskii (1947) e Mustafin (1951), com conclusões e discussões a respeito do grau de aplicabilidade dos mesmos.

No entanto, Serkov (1967) indica que, apesar de que quase todos os projetos de usinas hidroelétricas naquele país permitem a aplicação do efeito ejetor e dos altamente elaborados desenhos de análises, os quais são baseados quase que exclusivamente em investigações de laboratório, os resultados de estudos em protótipo não foram descritos satisfatoriamente.

Após essas investigações, Schiffer et al. (2015) indicam que estes conceitos e estudos ficaram aparentemente no esquecimento, até serem aplicados na Áustria, para a construção de pequenas usinas hidroelétricas. Esses autores mencionam dois projetos de referência: as usinas hidroelétricas de Mültalwehr (Drack, 2007) e de Waidhofen (Gruber, 2013).

Tomando como referência a planta de Waidhofen, Schiffer et al. (2015) construíram um modelo físico no Instituto para Maquinaria de Fluídos Hidráulicos da TU-Graz (Graz University of Technology, Áustria; ver Figura 9). O objetivo do estudo foi obter uma melhor percepção científica a respeito do uso energético do excesso de água, bem como a avaliação dos fatores mais significativos que influem no efeito de ejeção. Este modelo físico foi complementado posteriormente com simulações numéricas para fluxo multifásico (CFD-model; ver Figura 10).



Figura 9.- Vista tridimensional do modelo CAD para o dispositivo de ejeção (Schiffer et al., 2015)

Os resultados obtidos por Schiffer et al. (2015) mostram que, tanto a modelação física como a numérica, evidenciam o impacto positivo do efeito ejetor na potência hidráulica da turbina estudada para uma usina hidrelétrica de baixa queda, onde se observa que para uma operação da usina com a maior vazão entre cinco vazões estudadas, a potência hidráulica disponível para a turbina era aproximadamente 18 % maior que a existente para o caso sem ejeção.



Figura 10.- Modelo CFD estabelecido em ANSYS – CFX (Schiffer et al., 2015)

Recentemente, no Brasil têm-se o estudo realizado por Yamakawa & Terabe (2016) no Centro de Hidráulica e Hidrologia Prof. Parigot de Souza (CEHPAR/LACTEC) em Curitiba. O estudo consistiu em avaliar a melhoria de um aproveitamento hidroelétrico, no qual, se buscava reduzir o nível de água a jusante da casa de força através do efeito ejetor, incrementando a carga hidráulica disponível para a unidade geradora.

Este estudo foi realizado um modelo físico reduzido em escala 1:70 instalado em um canal retangular (ver Figura 11). Os resultados obtidos mostram que o efeito ejetor estudado pode ser positivo para reduzir o nível de água a jusante da casa de força.



Figura 11.- Escoamento passando pelo vertedouro do modelo e uma vista de jusante para montante (Yamakawa & Terabe, 2016)

CONCLUSÕES DA REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Os casos e as premissas disponíveis na literatura são, em sua grande maioria, referente a casos envolvendo escoamento bidimensional que de fato não ocorre. As equações disponíveis nas

referências estudadas provêm de formulações relativamente simples, envolvendo velocidade média do escoamento e distribuição hidrostática de pressões no volume de controle a jusante das estruturas, o que também não ocorre e precisa ser investigado de maneira mais detalhada.

Outro ponto importante a ser observado é escassez de estudos referentes a escoamentos superficiais com ressalto hidráulico submerso, que provavelmente será o tipo de escoamento mais comum de ocorrer no presente estudo.

As avaliações propostas para análise do efeito ejetor envolvem a comparação apenas dos níveis de jusante do canal de fuga com efeito ejetor, não levando em conta a relação entre vazão turbinada e a vazão descarregada pela estrutura ejetora.

Desde o ponto de vista de uma pesquisa científica, considera-se que, conquanto existem formulações e estudos prévios do efeito ejetor para diversas configurações geométricas e tipos de estruturas vertentes, estas formulações não têm sido atualizadas ou exploradas em maior profundidade para configurações de vertido e regimes de fluxo complexos (fluxo submerso com ressalto), bem como para faixas de vazões maiores como no presente caso, onde o fluxo apresenta fortes características tridimensionais, e as magnitudes das vazões descarregadas pelas estruturas vertentes tem a mesma ordem de grandeza que as vazões turbinadas, o qual é uma situação nova de estudo

Com relação à ejeção por descarregadores de fundo, os dados disponíveis na literatura mostram que as relações utilizadas descrevem o fenômeno com razoável precisão. No entanto, para escoamentos com grandes profundidades a jusante do canal de fuga, a relação teórica é discrepante das observações realizadas em laboratório e, portanto, merecem uma investigação detalhada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Drack, K. (2007) *Effizienzsteigerung bei Klein-wasserkraftwerken dursch Nutzung der "Ejektorwirkung"*. Beispiel Mühltalwher. Firmenschrift der K.u.F Drack GmBH & Co. KG. Scharnstein.

Egorov, S. A. (1948). Ejection at Tailrace of Hydroelectric Plants (em Russo). Gosénergoizdat, 1948.

Fox, R. A., McDonald, A.T. and Pritchard, P. J. (2006). *Introdução à Mecânica dos Fluidos*. LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A, Rio de Janeiro.

Gruber, R. (2013). "Ejecktor Kraftwerk macht Standort an der Ybbs Wirtschaftlich". *ZEK-Hydro* 5/2013, 2013, pp. 14 – 17.

Kachanovskii, B. D. (1947). "Determination of the Ejection Effect during the Discharge of Flood Water through the Bottom Outlets of an HPP" (em Russo). *Izvestiya* VNIIG, Vol. 34, 1947.

Schiffer, J., Benigni, H., Jaberg, H., Fritsch, R.; and Gomez, J. (2015). "Numerical and Experimental Investigation of the Ejector Effect Applicable to Low Head Vertical Kaplan Turbines". *Proceedings of the 16th International Conference on Fluid Flow Technologies* (CMFF'15), Budapest, Hungary.

Serkov, V. S. (1967). "Full-Scale Investigations of Ejection in Combined Hydroelectric Plants with Pressure Spillways" (em Russo). *Hydrotechnical Construction*, Vol. 1, Issue 4, April 1967, pp. 330–335,

Slisskii, S. M. (1953). *Ejection Into Tailraces of Hydropower Plants*. Gosudarstvennoe Energeticheskoe Izdatel'stvo: Moskva–Leningrad, 1953.

Slisskii, S. M. (1963). "Analysis and Investigations of the Flow Capacity of Pressure Spillways and of Ejection in Hydroelectric Plants" (em Russo). *Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo*, No. 7, 1963.

Wiemann, P., Müller, G. and Senior, J. (2007). "Review of Current Developments in Low Head, Small Hydropower". *Proceedings of the 32nd IAHR Conference 2007*. Venice, Italy.

Yamakawa, F. e Terabe, F. (2016) Relatório Preliminar Efeito Ejetor Como Redutor do Nível de Energia No Canal de Fuga. *Relatório Técnico*, 2016.Curitiba: Institutos LACTEC – CEHPAR, 18 p.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

COMPARACIÓN DE RESULTADOS TEÓRICOS Y EXPERIMENTALES DEL FUNCIONAMIENTO DE UN AIREADOR EN UNA RÁPIDA

Javier Osnaya Romero, Víctor M. Ortíz Martínez, Jesús Gracia Sánchez

Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México. jor@pumas.iingen.unam.mx, VOrtizM@iingen.unam.mx, jgs@pumas.iingen.unam.mx

RESUMEN:

En este trabajo, se presentan los resultados de las mediciones realizadas en un modelo físico donde se estudia el flujo aireado (bifásico). El modelo es una rápida. El objetivo es comparar los resultados de un criterio teórico existente, con los resultados medidos en el laboratorio por medio de un equipo de medición actualizado, que permitan corroborar la confiabilidad del criterio teórico dado que se mide con una herramienta mejor. Para medir el contenido de aire en un flujo bifásico aire-agua, se utilizó un modelo físico que simula la presa Huites (México), donde, para disminuir los efectos de la escala, se construyó a escala 1:21. Dadas las dificultades de hacer mediciones en prototipos y las restricciones para representar el comportamiento del aire con las técnicas actuales de CFD, se diseñó una sonda de conductividad para medir el contenido de aire de una manera confiable y fácil de fabricar que permite medir en modelos. Las mediciones se procesaron utilizando la técnica de umbrales adaptables para obtener registros confiables y compararlos con la ecuación propuesta por Kramer (2004). Este estudio se centra en la concentración de aire cerca del fondo, sitio donde se requiere una concentración mínima para evitar daños por cavitación. Además de la concordancia entre las mediciones y los cálculos, los resultados muestran que existen dificultades para definir el espesor de la capa inferior que se debe considerar para evitar la cavitación.

ABSTRACT:

In this work, the results of the measurements made in a physical model where aerated flow (two-phase) is studied presented. The model is a chute. The purpose is to compare the results of an existing theoretical criterion, with the results measured in the laboratory by means of an updated measurement equipment, which allow corroborating the reliability of the theoretical criterion given that it is measured with a better tool. To measure the air content in an air-water biphasic flow, a physical model was used that simulates the Huites dam, Mexico where, to diminish the effects of scale, it was built at 1:21 scale. Given the difficulties of making measurements in prototypes and the restrictions to represent the behavior of the air with the current techniques of CFD, a conductivity probe was designed to measure the air content in a reliable, easy-to-manufacture way that allows measuring in models. The air measurements were processed using the technique of adaptable thresholds to obtain reliable records and compare them with the equation proposed by Kramer (2004). This study focuses on the concentration of air near the bottom, site where a minimum concentration is required to avoid damage by cavitation. In addition to the agreement between measurements and calculations, the results show that there are difficulties to define the thickness of the bottom layer that should be considered to avoid cavitation.

PALABRAS CLAVES: Cavitación, vertedores, flujo bifásico.

INTRODUCCIÓN

Cuando en la rápida de los vertedores la velocidad es mayor a 22 m/s, se pueden presentar daños por cavitación la cual se presenta cuando la presión absoluta dentro del fluido decae por abajo de la presión de vaporización del fluido, las variables causantes de esto son la velocidad del flujo, la presión atmosférica local, la presión local sobre el vertedor, las amplitudes de las fluctuaciones de presión y la presión de vapor del fluido. También existe una ecuación del índice de cavitación que relaciona los parámetros involucrados y se expresa con la siguiente ecuación

$$k = \frac{(p - p_v)}{\rho_w u^2 / 2}$$
[1]

Donde p es la carga de presión, p_v es la presión de vaporización del fluido, p_w es la densidad del fluido y u es la velocidad. Falvey(1984) recomienda un índice de cavitación mayor de 0.25 contando con un acabado liso lo que representaría una velocidad cercana a los 29 m/s, sin embargo se recomienda tomar medidas para prevenirla con velocidades en el rango de 22-26 m/s Wood, (1991).

Otro factor importante a considerar para evitar los daños por cavitación es el contenido de aire cercano a la plantilla del vertedor. Uno de los primeros en realizar mediciones en modelos físicos para determinar el contenido de aire en canales fue Viparelli (1953), en 1953, desarrolló un dispositivo para determinar la carga de velocidad en flujos aire agua, y el contenido de aire, para lo cual modifico un tubo de Pitot conectándolo a un depósito donde extraía una muestra del flujo y se midió la cantidad de agua y de aire tomada; este método muestra resultados aceptables con contenidos de aire bajos pero muestra incertidumbre cuando la concentración de aire es elevada Borges, (2013). Posteriormente se modificó este instrumento para conocer el contenido de aire en un vertedor escalonado Matos, (1999) y en un salto hidráulico Carvalho (2002) con la desventaja que para su adecuado funcionamiento se requiere conocer la dirección del flujo dominante, lo cual es difícil de determinar en un salto hidráulico. Posteriormente se han realizado numerosas investigaciones para determinar el contenido de aire mínimo para evitar la cavitación; Uno de los primeros en investigar fue Petarka, (1953) quien realizó ensayos con velocidades de 35 m/s y observó que cuando el contenido de aire era entre 1 a 2% se reducía la cavitación pero al incrementándolo entre 6 a 8%, cercano a la plantilla, se evita completamente. Russel y Sheehan (1974) realizaron estudios con velocidades mayores a 46 m/s y determinaron que para evitar la cavitación se requiere una concentración entre 3 a 5%. Por su parte Chanson (1992) analizó varios experimentos y encontró que con un contenido de aire entre 4 a 8% cercano a la plantilla y aún con velocidades mayores de 45 m/s se evitan los daños por cavitación.

La cavitación es la formación de cavidades de vapor en un líquido. En las rápidas de un vertedor la cavitación ocurre en el flujo a alta velocidad, donde la presión del agua se reduce localmente debido a una irregularidad en la superficie del fondo. A medida que las cavidades de vapor se mueven hacia una zona de mayor presión, se colapsan, enviando ondas de choque de alta presión. Si las cavidades colapsan cerca del fondo, habrá daño al concreto. Las grietas, los desplazamientos y la rugosidad de la superficie pueden aumentar el potencial de daños por cavitación. La extensión del daño de la cavitación será una función de los índices de cavitación en lugares clave en el vertedor y de la duración del flujo. Este modo de falla normalmente solo será una preocupación en las rápidas, ya que es menos probable que el daño por cavitación del mismo. En la mayoría de los casos es poco probable que este modo de falla progrese hasta la falla de la presa ya que se requieren largas duraciones de flujo para causar daños mayores a los revestimientos de concreto.

Kramer, (2004) estudia el desarrollo de la distribución de la concentración del aire en el tirante en un canal (modelo recto). La pendiente fue ajustable entre 0% y 50% y, por lo tanto, permitió estudiar la influencia de dicha pendiente en el fenómeno. Estos estudios detallados fueron posibles principalmente, porque aparecieron nuevas técnicas de medición. Utilizó el sistema de medición de fibra óptica. Este sistema permite medir la concentración de aire local, la velocidad del flujo y el tamaño de la burbuja. Destacan algunos resultados como que el arrastre de aire en el lado inferior del chorro aguas abajo de un deflector era grande, sin embargo, rápidamente aguas abajo de su punto de impacto, la mayor parte del aire arrastrado se absorbe en el chorro. Las concentraciones medidas de aire en el fondo del canal fueron mucho más bajas que las establecidas por otros autores. Pero aún en estos casos, no hay daños por cavitación. También se muestra que el mecanismo de arrastre de aire influye en el proceso de absorción de aire. Usando sus resultados, se puede hacer estimaciones del transporte de aire al flujo.

Se han realizado pocos estudios referentes a la distribución axial de la mezcla agua-aire en vertedores y menos los enfocados a la concentración de aire en la plantilla. Con la finalidad de proteger de cavitación este tipo de estructuras Kramer (2004), desarrolló una ecuación para determinar el contenido de aire cercano a la plantilla aguas abajo del aireador, la cual se presenta a continuación

$$C_b = C_{b0} exp[-(7,2*0,006^{S_0} + 6,6)F_0^{-2.5}*X_{90u}] \quad para \ 5 \le F_0 \le 12, S_0 \le 50\%$$
[2]

Donde se expresa el contenido de aire cercano a la plantilla C_b en función de la concentración de aire en el fondo aguas arriba C_{b0} , el número de Froude de llegada F_0 , la pendiente del canal S_0 , y la distancia donde se requiere conocer el aire X_{90u} la cual es adimensional representada por la distancia donde se quiere conocer el contenido de aire entre el tirante donde la concentración de aire es del 90%. Para obtener esta ecuación se utilizaron mediciones realizadas con sonda de fibra óptica manufacturada por RBI. Se hace notar que si bien el dispositivo para introducir el aire empleado por Kramer, (2006) no es idéntico a empleado en este estudio, el fenómeno de agotamiento de aire en la rápida sí es el mismo y es el que se desea representar.

En el Instituto de Ingeniería, UNAM se realizaron ensayes para conocer el contenido de aire aguas abajo del aireador de la rápida del modelo físico con escala 1/21 del vertedor de excedencias de la Central Hidroeléctrica Huites. Se ubicaron 8 secciones transversales una aguas arriba del aireador y 7 aguas abajo del aireador, en donde se midió el contenido de aire a 2 mm de la plantilla así como a cada centímetro en el tirante y en 5 sitios de cada sección transversal (o sea se midieron un total de aproximadamente 8 x 5 x 7 = 280 puntos), esto se realizó para con tres gastos diferentes (0.5, 1.0 y 1.5 m³/s). En este trabajo se presentan solamente los resultados de la plantilla (a 2 mm) y a 1cm del fondo. Esto para analizar el comportamiento de la concentración del aire en la capa del fondo, que es donde se necesita el conocer el contenido de aire, para evitar la cavitación.

Se comparan las mediciones realizadas en el Instituto de Ingeniería, UNAM, con la ecuación que desarrolló Kramer (2006). Para la medición de la concentración de aire se utilizó una sonda de conductividad desarrollada en el Instituto de Ingeniería, UNAM, los datos obtenidos se procesaron con ayuda de la técnica de umbrales adaptables, y con los resultados obtenidos se obtuvo la concentración de aire cercano a la plantilla, una vez que se conoce el contenido de aire se comparan las mediciones con los resultados del criterio propuesto por Kramer (2006).

MODELO FÍSICO

Lograr una correcta reproducción en modelos físicos de fenómenos hidráulicos donde intervengan flujos aire - agua es complicada e imposible, si se utiliza el mismo fluido en prototipo y modelo ya que el comportamiento de las burbujas de aire se ve afectado directamente por las fuerzas expresadas con los números adimensionales de: Froude F_b , Reynolds R_b y Weber W_b de las burbujas. La importancia de estos números quedó validado por Haberman y Morton (1953) quienes demostraron que si los números de Re y Weber W_b están por debajo de un valor mínimo, entonces el fluido es afectado por las características de las burbujas. Los efectos de escala se reducen considerablemente si se respetan ciertos límites relacionados con el número de Morton M que relaciona F, R, y W [11]. Pfister y Hager (2010) recomiendan trabajar con números de $W^{0.5} > 140 \ o R_e > 2.2 \ x \ 10^5$ si se mantienen dentro de este rango las características del modelo de turbulencia y de superficie libre del agua permiten características de concentración de aire similares a las del prototipo.

En las instalaciones del Instituto de Ingeniería de la UNAM se utilizó el modelo físico del vertedor correspondiente a la hidroeléctrica Huites, Fig 1, la cual se ubica sobre el río Fuerte en el estado de Sinaloa al noroeste de México. El modelo tuvo el objetivo de conocer el comportamiento del aire a lo largo del vertedor y así conocer la posición donde deberían de colocase los aireadores para disminuir los riesgos por cavitación, para tal efecto se construyó a escala 1:21 con el propósito de disminuir los efectos de escala. Se decidieron probar gastos bajos en la descarga del vertedor ya que son más probables que se presenten en el prototipo, los utilizados en el modelo físico fueron de $0.5, 1.0 \text{ y} 1.5 \text{ m}^3/\text{s}$, cabe señalar que el gasto de diseño en el prototipo del vertedor es de 9500 m $^3/\text{s}$.

En el modelo la altura de la cresta a la sección más baja del vertedor es de 4.13 m, la rápida cuenta con una longitud total de 11.8 m y el gasto es suministrados por dos bombas de 100 hp cada una, con un caudal máximo, cada una, de 2.2 m^3 /s. La rápida del vertedor cuenta con dos aireadores uno a 4.7 m y otro a 8.6 m medidos a partir de la cresta como se muestra en la Fig. 1. En las pruebas realizadas para este trabajo sólo se empleó el primer aireador.



Figura 1.- Modelo físico del vertedor de la hidroeléctrica Huites, México

INSTRUMENTACIÓN

Para realizar las pruebas se decidió fabricar una sonda de conductividad por ser un instrumento fácil manufactura, cuyo principio ha sido utilizado desde hace tiempo por diferentes autores Cain (1981), Chanson (1988), Kathleen et al (1994), además de ser utilizada para medir

velocidades en flujos bifásicos Matos et al (2002). La sonda se conforma de dos sensores construidos de agujas de 0.8 mm de diámetro instalados dentro de un cuerpo cilíndrico de acero inoxidable que facilita la realización de las mediciones ya que proporciona rigidez al instrumento. Por los sensores circula una corriente eléctrica la cual muestra variaciones dependiendo de la conductividad eléctrica del medio en que se encuentre inmerso, en este caso se cuenta con una diferencia entre la conductividad de dos medios que son el agua con una conductividad de 5 mS/s y la del aire la cual es casi nula, por lo que en las mediciones detectan bien la presencia de agua o de aire lo cual se asocia al paso de una burbuja de aire a través del sensor.

Las sondas de conductividad se han empleado desde los años sesenta con diferentes propósitos de medición como la detección de la fracción de aire, frecuencia de las burbujas y su tamaño obteniendo resultados confiables para un sistema mercurio-nitrógeno Neal y Bankoff (1963). Posteriormente se han perfeccionado y utilizado en gran número de investigaciones, actualmente es factible medir con ellas el volumen de aire, velocidad de la burbuja, distribución del número de burbujas, concentración de área interfacial, tamaño de la burbuja Chanson (2013) y en algunos casos se puede estimar la velocidad de la burbuja en dos, Yang et al, (2009) y tres direcciones Shen et al (2005). La sonda empleada en este trabajo y el equipo adicional, fue fabricada en el II, UNAM. La señal que se obtiene de la sondas en este trabajo permite capturar hasta 40 000 muestras por segundo. En la Fig. 2 se muestra una foto de la sonda y el equipo empleado.



Figura 2.- Sonda de conductividad fabricada en el II, UNAM

En el método de procesamiento de señales se empleó la técnica de umbrales adaptables (Fig. 3), comúnmente utilizados para detectar fallas en los procesos de análisis de señales Höfling y Isermann, (1996).



Figura 3.- Ejemplo del uso de la técnica de umbrales adaptables

ENSAYOS

El objetivo de estas mediciones es determinar el contenido de aire que se encuentra en el flujo, con principal interés en la concentración cercana a la plantilla que es la que se requiere proteger para evitar los problemas de cavitación. En el modelo físico se decidió medir el contenido de aire sobre el vertedor realizando mediciones en 8 diferentes secciones transversales las cuales fueron 13.0 cm antes del aireador y 0.15, 0.45, 1.20, 1.60, 2.00 y 2.40 cm después del aireador, estas 8 secciones se dividieron en 5 puntos equidistantes a lo ancho de la sección transversal, para medir, a 2 mm de la plantilla, y posteriormente a cada centímetro hasta alcanzar la superficie libre que se calcula desde el fondo hasta donde la concentración de aire es menor a 0.9 Pfister, (2010). Se realizaron pruebas en el modelo físico con tres gastos 0.5, 1.0 y 1.5 m³/s. Las mediciones se realizaron con una frecuencia de 20 000 Hz, en cada uno de los dos canales de lectura durante una duración promedio de 35 s, para posteriormente realizar el análisis de las señales con la técnica de umbrales adaptables, para obtener así el contenido de aire de cada sensor y finalmente con el promedio de ambos registros determinar el contenido de aire promedio en cada sección transversal, el cual se presenta en las Figs. 4 a 6. Los resultados se compararon con la ec. 2 propuesta por Kramer (2004).



Figura 4.- Concentraciones de aire con 0.5 m³/s



Figura 5.- Concentraciones de aire con 1.0 m³/s



Figura 6.- Concentraciones de aire con 1.5 m³/s

De las mediciones realizadas se obtuvieron los números de Reynolds y Weber para cada ensayo, con la finalidad de corroborar que los efectos de escala, los valores se presentan en la Tabla 1, y se observa que están en el rango de los criterios establecidos anteriormente.

Q	Re	W ^{0.5}	
[m ³ /s]	x 10 ⁵		
0.5	2.89	159.73	
1.0	5.77	247.46	
1.5	8.66	313.71	

Tabla 1.- Valores de Reynolds y Weber

En las Figs 4 a 6 se muestra el contenido de aire cercano a la plantilla, para ello se promedió el resultado de las mediciones de la margen derecha, izquierda y centro para los puntos más cercanos a la plantilla, (2 mm) que son los del fondo. Además se compararon los resultados con los obtenidos con la ecuación de Kramer (2004),

De las mediciones de contenido de aire se observa que para los tres gastos y a 2 mm se presenta una concentración de aire menores al 1 %, que se encuentran por debajo de los valores que se recomiendan para que se pueda prevenir el daño por cavitación, sin embargo al observar los valores de contenido de aire a 1 cm en el modelo, estos se encuentran entre el 2 y 10% valores recomendados para prevenir la cavitación en el fondo.

Además de acuerdo a las mediciones y a la comparación con lo calculado utilizando la expresión de Kramer, (2006), se observa que ambos valores son similares por lo que utilizar dicha expresión para conocer la concentración de aire en la plantilla es confiable.

CONCLUSIONES

Es confiable medir el contenido de aire en modelos físicos de gran tamaño, mediante la implementación de sondas de conductividad y un correspondiente postprocesamiento con la técnica de umbrales adaptables. Por otra parte la utilización de la sonda de conductividad es confiable y además es de fácil manufactura. Adicionalmente, una ventaja que tiene el equipo empleado es que puede implementarse en cualquier tipo de sección transversal, como por ejemplo en túneles de sección circular.

Al comparar las mediciones realizadas en laboratorio con los calculados utilizando la ecuación propuesta por Kramer, (2004) se observa que la correlación es confiable para obtener la concentración en el fondo, por lo que utilizar dicha ecuación para estimar la concentración de aire también en prototipos es recomendable.

Las mediciones realizadas en el modelo muestran que existe una diferencia entre los valores del fondo (2 mm) y los obtenidos a 1 cm, por lo que hay que tomar una decisión en cada caso, sobre la distancia desde la plantilla que se considere representativa para predecir la posible cavitación. En el caso analizado la distancia de 2 mm indica que las concentraciones de aire son del orden del 1 % o menores, en tanto que la cantidad de aire a 1.0 cm del fondo varía del 10 al 2%. En el prototipo no se han detectado problemas de cavitación.

REFERENCIAS

Borges P. M., (2013). Free-surface flow interface and air-entrainment modeling using OpenFoam, thesis project in hydraulic, water resources and environment, Doctoral program in civil engineering, Coimbra

Cain P, I. Wood R. Instrumentation for Aerated Flow on Spillways, Journal of the Hydraulics Division, ASCE.

Carvalho R.F. (2002), Acções Hidrodinâmicas em Estruturas Hidráulicas: Modelação Computacional no Ressalto Hidráulico, PhD Thesis, Universidade de Coimbra, Portugal

Chanson, H. (1988). *Study of air entrainment and aeration devices on spillway model*. Ph.D. thesis, Univ. of Canterbury, Christchurch.

Chanson H. (1992), *Air entrainment in chute and spillways*, Department of Civil Engineering, Research report series, The University of Queensland.

Falvey H. T. (1984), Cavitation studies in tunnel spillways, Symposium on scale effects in modelling hydraulic structure, Esslingen Germany.

Frizell K. H., Ruff J. F.(1994), *Air concentration measurements in highly-turbulent flow on a steeplysloping chute*, Symposium on Hydraulic Measurements and Experimentation, Buffalo, New York.

Haberman W. L. and R. K. Morton (1953), An experimental investigation of drag and shape of air bubbles rising in various liquids, rep. 802, David W. Taylor Model Basin, Berthesda, MD.

Höfling, T.; Isermann, R. Fault (1996) Detection Based on Adaptive Parity Equations and Single-Parameter Tracking. Control Engineering Practice. 4, 1361-1369 Kramer, K. (2004). *Development of aerated chute flow*. VAW Mitteilung 183, H.-E. Minor, ed., Laboratory of Hydraulics, Hydrology and Glaciology, ETH Zurich, Zürich, Switzerland.

Kramer K., Hager W H. and Minor H-E (2006) *Development of Air Concentration on Chute Spillways.* Journal of Hydraulic Engineering, 132(9), 908–915.

Matos J (1999), *Emulsionamento de ar e dissipação de energia do escoamento em descarregadores em degraus*, PhD Thesis, Instituto Superior Técnico de Lisboa, Portugal

Matos J., Frizell K. H., André S., Frizell W, (2002), On the Performance of Velocity Measurement Techniqus in Air-Water Flows. Hudraulic Measurements and Experimental Methods

Neal L. G. and. Bankoff S. G(1963), A High Resolution Resistivity Probe for Determination of Local Void Properties in Gas-Liquid Flow, A.I.Ch.E Journal.

Petarka A. J.(1953), The effect of entrained air on cavitation pitting, Joint Meeting Paper, Minnesota.

Pfister M. and W. H. Hager (2010), Chute aerators I: Air transport characteristics, J. Hydraulic Eng., 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900 .0000189, 352–359.

Russel S.O. and G.J. Sheehan (1974), *Effect of entrained air cavitation damage*, Can. J. Civ. Engr. Canada Vol. 1.

Shen X., Saito Y., Mishima K. and Nakamura H. (2005), Methodological improvement of an intrusive for-sensor probe for the multi-dimensional two-phase flow measurement, International Journal of Multiphase Flow; 593-617.

Viparelli M. (1953), *The flow in a flume with 1:1 slope*, University of Napoli Italy

Wood, R.I. (1991). *Air Entrainment in free-surface flows* University of Canterbury, Christchurch, New Zealand. A.A. Balkema/Rotterdam/ Brookfield, 142p.

Yang R., Zheng R., Zhou F. and Liu R (2009)., *Measurement of two-dimensional bubble velocity by using tri-fiber-optical probe*, the 6th International Symposium on Measurement techniques for multiphase flows.

TÉCNICAS PARA O MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS: SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL DA BACIA DO RIO DAS TINTAS

Fabiana Lanzillotta da Fonseca, Celso Romanel e Ernani de Souza Costa

PUC-RIO - Mestrado Profissional em Engenharia Urbana e Ambiental, Rua Marquês de São Vicente 225, Gávea, Rio de Janeiro, Brasil, fabilanzil@gmail.com, celso.romanel@gmail.com, diretoria@conen.com.br

RESUMO:

As bacias hidrográficas vêm sendo modificadas com a expansão urbana, causando impactos negativos nas cidades, como a ocorrência de catástrofes associadas a eventos pluviais de alta intensidade. De forma a mitigar os danos de ordem social e ambiental advindos de enchentes, é imperativo a utilização de técnicas para o manejo de águas pluviais. O presente trabalho tem como objetivo apresentar medidas de controle para a redução do escoamento superficial e aplicá-las em uma bacia hidrográfica na cidade do Rio de Janeiro que vem sofrendo com frequentes inundações. O estudo de caso na bacia do rio das Tintas avalia o comportamento hidrológico-hidráulico do curso d'água através de simulação computacional realizada no modelo *Storm Water Management Model* (SWMM). É prevista a implantação de um reservatório de detenção com fins múltiplos como técnica de controle para o amortecimento de cheias na região, resultando em uma redução de 11,6% da afluência do sistema e um retardo de 15 minutos do pico do hidrograma de cheia no exutório. Portanto, a aplicação due permitam o incremento de áreas verdes e a valorização dos cursos d'água aumentam a resiliência urbana, trazendo benefícios para a sociedade e o meio ambiente.

ABSTRACT:

Urban sprawl has modified the watersheds, causing negative impacts on the cities, such as the occurrence of catastrophes associated with storm events. In order to mitigate the social and environmental damages caused by floods, stormwater management techniques become imperative. The purpose of this work is to present control measures for the reduction of surface runoff and to apply them to a watershed in the city of Rio de Janeiro, which presents frequent floods. The case study in the Tintas river basin evaluates the hydrological-hydraulic behavior of the watercourse through computer simulation performed in the Storm Water Management Model (SWMM). A reservoir is planned as a control technique for flood dampening in the region, resulting in a reduction of 11.6% of the system flow and delay of 15 minutes in the peak of the hydrograph, in the outfall. Therefore, the application of these techniques with a satisfactory monitoring and the integration of infiltration measures that allow the introduction of green areas and the valorization of the watercourses bring benefits to the society and the environment, increasing the urban resilience.

PALAVRAS CHAVES: drenagem urbana; reservatório de detenção; SWMM; resiliência.

INTRODUÇÃO

A urbanização no Brasil se iniciou de forma rápida e desordenada provocando diversos impactos negativos no âmbito social e ambiental. Dentre estes impactos, as inundações são consequências geradas pela modificação do meio natural, provocando diversos danos em infraestruturas e habitações, degradação do meio ambiente, desvalorização do espaço construído, propagação de doenças de veiculação hídrica, perdas materiais e até mortes.

Os aspectos históricos de transformação da área urbana refletem como a sociedade gerou diversas modificações nos corpos hídricos. As primeiras aglomerações urbanas se desenvolveram, preferencialmente, à beira dos cursos d'água, tendo em vista que além da água ser um elemento essencial para o consumo humano e para o desenvolvimento de atividades agrícolas, os cursos d'água eram um meio de transporte e a disposição final de dejetos (Recesa, 2007).

Contudo, a proximidade da população com os cursos d'água ocasionaram diversos impactos negativos para a população como as frequentes inundações e as doenças de veiculação hídrica. Neste contexto, os princípios do higienismo foram empregados, admitindo que os dejetos domésticos e os alagamentos deveriam ser eliminados o mais rápido possível das cidades. Com isso, foram introduzidas tecnologias para o abastecimento de água a partir de fontes seguras, e os rios que antes eram utilizados como fonte para o consumo, passaram a ser canalizados com o intuito de escoar com rapidez toda a poluição gerada, e consequentemente prevenir a população das doenças (Alves, 2005).

Além disto, iniciou-se o processo de implantação de infraestruturas subterrâneas de água e esgoto associadas ao sistema viário, já que a era automobilística trouxe com ela a impermeabilização do solo e a ocupação de grandes áreas, principalmente as de fundo de vale. A viabilidade econômica destas áreas evitavam desapropriações, porém resultava na retificação de diversos cursos d'água e a consequente alteração drástica nas bacias hidrográficas naturais (Fonseca, 2018).

Apesar de todas estas alterações, percebeu-se que as soluções adotadas até o momento não eram suficientes, uma vez que as doenças continuaram a se manifestar e as inundações persistiam em ocorrer. Portanto, contatou-se que a canalização dos rios permite a aceleração do tempo de escoamento, além disto este fator somado a falta de infiltração no solo resultam em grandes inundações durante eventos de chuvas intensas.

A partir disso, foram introduzidos os conceitos da fase corretiva ou também denominada como conservacionista. Nesta fase, admitiu-se a necessidade do tratamento de esgoto doméstico e industrial, a introdução do sistema separador absoluto e a realização de propostas para o amortecimento do escoamento através de medidas compensatórias (Tucci, 2008). Atualmente, tem-se buscado a política do desenvolvimento sustentável, através da introdução de técnicas de infiltração que estimulam a integração de áreas verdes com o meio urbano, valorizando os cursos d'água e implementando práticas que possuem como intuito principal o incremento da resiliência do espaço urbano.

O presente trabalho tem por objetivo apresentar técnicas de controle para o manejo de águas pluviais, as quais acompanhadas de um gerenciamento e monitoramento satisfatórios, promovem o aumento da resiliência nas cidades. Sendo assim, empregou-se como metodologia uma pesquisa bibliográfica de conceitos referentes ao tema, aplicada em um estudo de caso na bacia hidrográfica do rio das Tintas, localizada na cidade do Rio de Janeiro. Foi elaborada simulação computacional através do modelo hidrológico-hidráulico *Storm Water Management Model* (SWMM), do US-EPA, o qual apresenta ferramentas para a aplicação de medidas de controle para o manejo de águas pluviais em áreas urbanas.

TÉCNICAS PARA O MANEJO SUSTENTÁVEL DAS ÁGUAS PLUVIAIS

A expansão urbana promoveu a impermeabilização das cidades juntamente com a retificação de cursos d'água e a implantação de redes de microdrenagem. Este processo fomentou a redução do

tempo de deslocamento das águas pluviais, além do incremento das vazões máximas, ocasionando a antecipação dos seus picos no tempo e consequentemente inundações em eventos de chuvas intensas.

Portanto, foram introduzidas tecnologias alternativas de drenagem com o propósito de controlar o escoamento excedente. Segundo Canholi (2005), as medidas de controle podem ser divididas em estruturais e não estruturais, sendo as estruturais intensivas ou extensivas. As técnicas extensivas são responsáveis por intervenções destinadas ao controle de erosão, pequenos armazenamentos e principalmente à recomposição da cobertura vegetal, incentivando a infiltração das águas pluviais. Estão entre alguns dispositivos de infiltração muito utilizados para a redução do escoamento superficial: trincheiras de infiltração, biovaletas, jardins de chuva, pavimentos porosos, telhado verde, poços de infiltração, etc.

Por outro lado, dentre as medidas intensivas destacam-se os métodos de reservação a partir da construção de bacias de retenção ou detenção, ambas com o intuito de controlar de forma quantitativa e/ou qualitativa as águas pluviais. As bacias de retenção são reservatórios de superfície, os quais possuem um espelho d'água permanente, tendo como principal função, no âmbito da drenagem urbana, o amortecimento das cheias, além de tornar-se uma referência paisagística para a região.

As bacias de detenção destinam-se à retenção das águas pluviais superficiais durante o período chuvoso e possuem como finalidade principal o controle de quantidade e a redução da poluição difusa (Canholi, 2005). Os reservatórios armazenam temporariamente um determinado volume para posterior liberação à rede de drenagem a partir de dispositivos de controle, com o objetivo de amortecer o pico de vazão do hidrograma afluente e o consequente retardo do tempo de pico.

Percebe-se que o amortecimento das águas drenadas por bacias de detenção é satisfatório a partir da comparação de hidrogramas em cenários anteriores e posteriores às intervenções (Fonseca, 2018). Após a implantação de um reservatório de detenção, o hidrograma da bacia tende a reduzir sua vazão de pico, da mesma forma que ocorre um retardo do tempo de pico, assemelhando-se ao hidrograma da região antes das modificações geradas pelo processo de intensa urbanização. O Gráfico 1 apresenta hidrogramas hipotéticos de uma bacia durante os intervalos anteriores ao desenvolvimento das cidades, após a urbanização e posterior à implantação de estruturas de controle, como os reservatórios de detenção.



Gráfico 1.- Hidrogramas hipotéticos de uma bacia (Gomes, 2005)

O volume de armazenamento é calculado conforme um processo de iteração que envolve a diferença acumulada entre o hidrograma afluente e efluente da estrutura de detenção, considerando a capacidade de drenagem do sistema a jusante (Raudkivi, 1979 *apud* Franco, 2004). Existem diversas formas para o dimensionamento de um reservatório de detenção para o amortecimento de cheias.

O hidrograma afluente é desenvolvido a partir de vários modelos de transformação chuvavazão, como o método racional, o método Santa Bárbara, o hidrograma unitário triangular e entre outros, de forma que o tamanho da área de contribuição da bacia influencia para a escolha do método. Para o início do projeto de um reservatório de detenção é realizado um dimensionamento preliminar, estimado o volume do reservatório em função da área ocupada pelo mesmo, a profundidade média, a relação custo-benefício e o tipo de seção a ser utilizada (Tomaz, 2002). Com isso, iniciam-se os procedimentos de cálculo para a definição dos hidrogramas de saída.

Calcula-se o hidrograma efluente utilizando algumas variáveis dependentes como o volume pré-determinado de armazenamento, o tipo de estrutura hidráulica de controle de vazão e as restrições do escoamento a jusante (Franco, 2004). Empregam-se como dispositivos de controle da vazão de saída, os vertedores e os orifícios de descarga, nos casos em que o esgotamento do reservatório ocorra por gravidade. Usualmente, adiciona-se um vertedor de emergência como um dispositivo de segurança no caso de eventos extremos (Miguez *et al.*, 2016). Quando a topografia não permitir a descarga por gravidade, o esgotamento do reservatório deverá ocorrer por bombeamento, com a utilização de equipamentos eletromecânicos.

Para o dimensionamento de estruturas de armazenamento buscando o amortecimento de cheias, tem-se os métodos simplificados, os quais abrangem o método dos volumes e das chuvas, e existem os métodos fundamentados a partir de modelos conceituais, como é o caso do método de Puls. A diferença entre os diversos métodos de cálculo está na complexidade e nos resultados fornecidos (Baptista *et al.*, 2005).

Além disso, os projetos de reservatórios de detenção atuais vinculam-se a uma proposta urbanística, permitindo o uso múltiplo através de áreas de lazer e recreação, valorizando o espaço urbano. Os equipamentos complementares devem ser escolhidos considerando o tamanho e as características da área disponível para estes fins, além de contemplar os interesses da população usuária, impondo a realização de um estudo preliminar da ocupação urbana predominante no local de projeto. É evidente que o sucesso destes sistemas de reservação e amortecimento implicam na manutenção e operação frequente dos reservatórios. Com isso, as estruturas devem estar em boas condições e garantindo o funcionamento hidráulico.

O armazenamento em loteamentos, é uma estratégia de contenção na fonte que visa controlar a vazão de águas pluviais que se destinam as redes pluviais urbanas. Ou seja, a partir da técnica de acumulação das águas pluviais, provenientes do escoamento dos telhados, é possível retardar o escoamento destas para a rede pluvial, e com isto reduzir a vazão na rede durante o evento chuvoso. Desta forma, a propensão a inundações é minimizada através da retenção temporária de águas pluviais em reservatórios especialmente criados para este fim.

As medidas não estruturais possuem papel fundamental para a redução dos riscos de inundações, pois estas são responsáveis pela provisão legal e o planejamento físico das áreas afetadas (Alves, 2005). Para a gestão da bacia hidrográfica, são necessários métodos de controle que envolvam a aplicação de leis e regulamentos juntamente com um planejamento estratégico do uso e ocupação do solo. Além disto, devem ser impostos programas de educação ambiental e sistemas de alerta nas áreas sujeitas a inundações (Gomes, 2005).

A Figura 1 apresenta, de forma sucinta, as principais ações que devem ser efetuadas para estabelecer um sistema estratégico funcional para minimizar os impactos gerados na ocorrência de chuvas intensas (Fonseca, 2018). Pontua-se neste esquema as etapas essenciais para um monitoramento satisfatório, assim como são descritas as ações que podem ser desenvolvidas para a redução dos riscos.

A interação das técnicas de controle para o manejo de águas pluviais é parte integrante e essencial para o processo de desenvolvimento sustentável. O uso de ferramentas em prol da sustentabilidade tem sido fundamental para a gestão das cidades, sendo parâmetro para a elaboração de projetos desde a administração de riscos e incertezas ao aumento da resiliência urbana (Acserlad, 1999).

O termo resiliência refere-se à capacidade que um sistema possui para absorver impactos e manter suas funções, ou seja, a habilidade de sobrevivência em um ambiente incerto (Herzog,

2013). O monitoramento frequente, a implementação de planos diretores para o manejo de águas pluviais e o comando de ações estratégicas para minimizar os impactos provindos de eventos de chuvas intensas são ações necessárias para tornar o ambiente urbano mais resiliente.



Figura 1.- Sistema para a redução dos riscos na ocorrência de chuvas intensas

SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL DE CHEIAS URBANAS

Para a modelagem de determinada bacia hidrográfica, são utilizados modelos matemáticos hidrológicos e hidráulicos com o objetivo de prever vazões e níveis de cheia, dadas uma determinada chuva e as condições iniciais da bacia. Os modelos hidrológicos representam os processos na bacia hidrográfica e são denominados modelos chuva-vazão, de forma a estudar o processo de formação do escoamento superficial e das vazões de cheia nos canais em função de um dado evento de precipitação. Os modelos hidráulicos representam os processos de formação de cheias nos rios e canais nos sistemas de macrodrenagem, possibilitando avaliar níveis d'água em diferentes pontos do sistema e identificar áreas de inundação na bacia hidrográfica.

A realização das modelagens de uma determinada bacia hidrográfica são realizadas a partir de simulações computacionais, em que são fornecidos parâmetros de entrada essenciais para obter as variáveis de saída que se deseja avaliar. Atualmente existem vários modelos hidrológicoshidráulico aplicados a drenagem urbana. Cada modelo emprega diferentes finalidades, métodos, formulações matemáticas e formas de uso para simular os processos.

Para o estudo de caso realizado neste trabalho, foi escolhido o modelo hidrológicohidráulico SWMM (*Storm Water Management Model*), pois é um modelo computacional de domínio público, utilizado no âmbito internacional por diversos pesquisadores, e permite o desenvolvimento de resultados detalhados a partir de diversas ferramentas disponíveis, no âmbito da micro e macrodrenagem. Além disso, existem versões e manuais em português, o que facilita a disseminação da modelagem na aplicação de diversos trabalhos técnicos e de gestão no país, tanto na esfera pública como privada.

O SWMM, desenvolvido em 1971 e pertencente à USA-EPA, possibilita representar o desempenho hidrológico dos dispositivos de baixo impacto ambiental; a inserção de unidades de armazenamento, possibilitando a detenção/retenção das águas pluviais com seu posterior deságue na rede pluvial por gravidade ou bombeamento; a avaliação da carga contaminante gerada pela

poluição difusa; e entre outras funções. Ou seja, permite a aplicação de diversas técnicas para o manejo sustentável das águas pluviais.

O modelo hidrológico do *software*, através do bloco chuva-vazão, admite que uma sub-bacia é uma superfície retangular que possui uma inclinação uniforme e uma determinada largura, de forma que os fluxos de saída ocorrem através do escoamento superfícial, das infiltrações e do processo de evaporação. O escoamento superfícial é calculado considerando que cada sub-bacia é tratada como um reservatório não-linear, no qual as contribuições são provenientes da precipitação, definida a partir de uma série temporal, e das sub-bacias situadas a montante.

O modelo hidráulico do SWMM admite que a rede de drenagem é constituída por um conjunto de nós e trechos que transmite o fluxo das águas pluviais escoadas superficialmente, sendo os condutos regidos pelas equações de conservação de massa e da quantidade de movimento para o fluxo gradualmente variado não permanente. O modelador pode selecionar o nível de sofisticação para resolver estas equações, de forma a optar pelos três modelos hidráulicos disponíveis para cálculo: o fluxo em regime uniforme, o modelo da onda cinemática e o modelo da onda dinâmica (LEHNS, 2012). No estudo de caso, utilizou-se o modelo da onda dinâmica para o cálculo hidráulico, pois este considera as equações completas de Saint Venant, modelando o fenômeno de forma mais realista e gerando resultados mais precisos.

ESTUDO DE CASO

Com o objetivo de aplicar técnicas de manejo de águas pluviais e apresentar propostas de intervenções visando o controle de enchentes, foi realizado um estudo de caso, no âmbito da macrodrenagem, para a bacia hidrográfica do rio das Tintas (Fonseca, 2018). Esta é uma bacia urbana, inserida no sistema de sub-bacias do rio Sarapuí, localizada na zona oeste da cidade do Rio de Janeiro, Brasil, como visualizado na Figura 2.



Figura 2.- Localização da bacia hidrográfica de estudo

O rio Sarapuí deságua no rio Iguaçu, o qual possui como exutório a baía de Guanabara. A bacia do rio das Tintas, com 7,59 km² de área, está localizada na área de planejamento 5 (AP5) do município do Rio de Janeiro, no bairro de Bangu. A região é densamente ocupada em sua área de baixada e apresenta inundações frequentes em pontos críticos da bacia hidrográfica, o que demanda

a elaboração de estudo hidrológico e hidráulico da área, de forma a propor intervenções visando o controle de cheias. Para isto, foram realizados dois cenários de simulação, no qual o cenário 1 refere-se ao diagnóstico atual da bacia e o cenário 2 apresenta condições futuras com a inclusão de propostas para o manejo sustentável de águas pluviais.

A modelagem do cenário 1 foi elaborada a partir de uma série de dados obtidos em acervo técnico de órgãos municipais, bem como outras fontes de consulta. Foram coletados dados de hipsometria; base aérea com delimitação dos logradouros em coordenadas UTM; cadastros e projetos de redes de microdrenagem locais; perfis e seções transversais do canal do rio das Tintas e seus afluentes; índices de evaporação do ambiente; e o plano diretor de manejo de águas pluviais da bacia hidrográfica do rio Sarapuí.

Os dados foram inseridos no modelo com base nas características necessárias para cada nó, trecho e sub-bacia discretizada. Os nós foram situados em locais estratégicos, como nos pontos com ocorrência de mudanças de seções, contribuições de redes de microdrenagem etc. As seções hidráulicas foram inseridas no modelo computacional de acordo com o levantamento disponibilizado pelo órgão fiscalizador da cidade do Rio de Janeiro.

Foram definidas as áreas permeáveis e impermeáveis de cada sub-bacia e utilizado o método *Curve Number* (CN) da *Soil Conservation Service* (SCS), atualmente denominada como *Natural Resource Conservation Service* (NRCS), para o cálculo das parcelas de infiltração. O SWMM utiliza-se das formulações definidas pelo método e requisita os parâmetros de CN, o qual é determinado a partir do grupo hidrológico correspondente ao solo da área em questão. Baseado em Embrapa (2004) e Sartori *et al.* (2005) o solo da região encontra-se no grupo hidrológico C, com isso, determinou-se, conforme os parâmetros do SCS, o valor do CN de 74 para as áreas de floresta e de 85 para a área urbana. Desta forma, realizou-se uma média ponderada em cada sub-bacia para determinação dos respectivos CN's.

A série temporal foi definida a partir de um hietograma em blocos alternados de acordo com o método do hidrograma unitário. Para isto, foi considerado um tempo de recorrência (TR) de 25 anos e o tempo de concentração (t) da bacia foi determinado a partir do método cinemático e das equações de Kerby e George Ribeiro. A intensidade da precipitação foi calculada através da equação IDF (intensidade-duração-frequência), conforme a equação 1, considerando que a referida área está inserida na área de abrangência do pluviômetro Bangu, o qual possui como índices específicos: a=1208,96, b=0,177, c=14 e d=0,788 (Rio Águas, 2010).

$$i = \frac{aTR^b}{(t+c)^d} \tag{1}$$

A partir da simulação dos dados de entrada impostos no SWMM, verificou-se que o cenário 1 apresentou uma vazão no exutório de 74,8 m³/s. Ademais, constatou-se a existência de condutos e nós em sobrecarga, gerando inundações em diversos pontos da bacia hidrográfica. Portanto, analisando a melhor técnica de controle para mitigar as inundações decorrentes, propõe-se para o cenário 2, um reservatório de detenção *offline* em local estratégico para o amortecimento das vazões e retardo do tempo de pico. A Figura 3 ilustra a área escolhida de 5400 m² para a implantação do reservatório, assim como os parâmetros de dimensionamento determinados para o mesmo.

Todos esses valores foram definidos de forma a obter a melhor adequação as dimensões disponíveis e atingir resultados hidráulicos satisfatórios. Para o armazenamento das águas pluviais, o SWMM dispõe de uma ferramenta específica na qual são impostos os valores referentes à profundidade total e a cota de fundo do reservatório, de forma a optar por umas das curvas disponibilizadas pelo programa para o dimensionamento. Foi escolhida a curva de armazenamento no formato tabular, onde são relacionadas as profundidades do reservatório com suas respectivas áreas em metros quadrados.

Foram introduzidos como dispositivos de saída um orifício de fundo que conduz as águas pluviais para a rede por gravidade e um vertedor de segurança. As características relacionadas aos dispositivos de saída também são definidas como dados de entrada para a posterior simulação.

Aplicando estes valores à simulação computacional, obtém-se um amortecimento de 28,72% do pico de vazão de entrada do reservatório, além de um retardo de 10 minutos no tempo pico. Isto pode ser verificado no Gráfico 2, que apresenta os hidrogramas no trecho afluente (trecho T4.2) e efluente (trecho T4.3) ao reservatório proposto.



Figura 3.- Características do reservatório de detenção proposto



Gráfico 2.- Hidrograma nos trechos afluente e efluente do reservatório

Desta forma, adquiriu-se um resultado satisfatório para a rede de macrodrenagem da área, pois a redução da vazão escoada, assim como o retardo do tempo de pico pressupõe maior efetividade hidráulica para a rede existente. Na região acima dos reservatórios propõe-se a implantação de áreas de recreação, com a reformulação do campo de futebol já existente, áreas verdes e academia da terceira idade. Além disto, é de essencial importância que haja um plano de

manutenção bem estruturado para a realização do monitoramento frequente do reservatório, verificando a sua atuação e estabelecendo a limpeza periódica do mesmo.

A Figura 4 apresenta os perfis, elaborados a partir do SWMM, de determinado trecho do rio das Tintas com sua vazão máxima, durante o cenário 1 e 2. Verifica-se que no primeiro cenário o trecho atua em sobrecarga provocando inundação local, já com o reservatório de detenção proposto implantado o mesmo trecho apresenta resultado favorável.



Figura 4.- Comparativo das vazões máximas de um trecho nos cenários de estudo

Além da implantação do reservatório de detenção, propõe-se a alteração por seções satisfatórias hidraulicamente os condutos a montante do reservatório que apresentaram problemas de sobrecarga e inundações. Avaliando o comportamento hidráulico da rede a jusante do reservatório verificou-se, mesmo com o amortecimento gerado, a permanência de algumas deficiências nas seções. Pois existem condutos que continuam sendo insuficientes hidraulicamente, além de algumas velocidades prosseguirem sendo maiores que a máxima permitida pelo órgão fiscalizador.

Porém estas mudanças são mais brandas em relação aquelas que seriam implicadas sem a implantação do reservatório. Ademais cabe ressaltar, que a reservação é uma medida estrutural que retarda o escoamento, tornando a área a jusante menos suscetível a inundações. Desta forma, também é proposto a mudança das seções nos trechos os quais ainda apresentam alagamentos, além da implantação de degraus para a redução de velocidade nos trechos pertinentes.

Sendo assim, associando as medidas intensivas propostas com técnicas extensivas de infiltração e intervenções de valorização do curso d'água, juntamente com o monitoramento necessário, tem-se um projeto eficiente o qual soluciona as inundações da bacia hidrográfica e por consequência, estabelece um ambiente mais resiliente.

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A utilização de técnicas para o controle e gerenciamento de cheias urbanas induzem a um aumento da resiliência das cidades aos eventos de chuvas intensas, na medida que promovem a redução dos picos dos hidrogramas e ainda, nos casos de medidas de reservação, o consequente retardo dos tempos de ocorrência dos mesmos.

A partir do estudo de caso na bacia hidrográfica do rio das Tintas, na zona oeste da cidade do Rio de Janeiro, foi possível constatar que a área apresenta diversos pontos de alagamentos e trechos do curso d'água trabalhando em sobrecarga durante eventos de chuvas intensas, proporcionando inundações na região. A simulação computacional, através do modelo matemático SWMM, viabilizou a realização de um diagnóstico amplo, capaz de avaliar as variáveis hidrológicas e hidráulicas presentes na área de estudo. A partir disso, foi possível encontrar alternativas capazes de mitigar os impactos negativos diagnosticados na região.

A implementação do reservatório de detenção *off-line*, como técnica de controle, resultou em um amortecimento total da vazão de pico, na seção de deságue no rio Sarapuí, de 74,8 m³/s para 66,1 m³/s, representando uma redução de 11,6% da afluência inicial do sistema, para um tempo de recorrência de 25 anos. Além de promover uma redução do pico do hidrograma de cheia, a introdução da estrutura de detenção também retardou em 15 minutos o tempo de pico no exutório. Sendo assim, constata-se que a contemplação desta medida trouxe resultados satisfatórios, de forma a compensar parte dos impactos gerados pela intensa urbanização da bacia hidrográfica, aumentando a resiliência local.

As alterações propostas para algumas seções do canal, assim como os degraus responsáveis pela redução da velocidade da água, são soluções que concretizam a instauração de uma rede de macrodrenagem segura quanto ao controle de inundações. Além disso, cabe ressaltar, que a implantação de uma rede de microdrenagem hidraulicamente eficiente é fundamental para que juntamente com a macrodrenagem, o sistema seja capaz de controlar inundações e cessar a ocorrência de alagamentos na região.

Recomenda-se que a elaboração de projetos de manejo de águas pluviais urbanas utilize modelos matemáticos de simulação hidrológica e hidráulica, tendo em vista que permitem uma análise mais específica do fenômeno físico, viabilizando a construção de cenários. Ademais, o monitoramento contínuo e em tempo real de variáveis hidrológicas dão suporte aos gestores na tomada de decisões, em eventos de chuvas intensas. Também é recomendada a integração das técnicas intensivas com medidas de infiltração e ações que valorizem a paisagem urbana, de forma a tornar a área um ambiente mais saudável, buscando o desenvolvimento sustentável.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Acserlad, H. (1999). "Discursos da Sustentabilidade Urbana". *Revista Brasileira de Estudos Urbanos e Regionais*, nº1, p.79, Brasil.

Alves, E.M. (2005). "Medidas não-estruturais na prevenção de enchentes em bacias urbanas: Cenários para a bacia do Gregório, São Carlos - SP". *Dissertação de mestrado em Ciências da Engenharia Ambiental*, USP, São Carlos, SP, Brasil.

Baptista, Márcio; Nascimento, Nilo; Barraud, Sylvie. (2005). Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana. Porto Alegre: ABRH, Brasil.

Canholi, A.P. (2005). Drenagem urbana e controle de enchentes. São Paulo: Oficina de Textos, Brasil.

Embrapa (2004). *Mapeamento pedológico e interpretações úteis ao planejamento ambiental do Município do Rio de Janeiro*. Sergipe: Embrapa Tabuleiros Costeiros, Rio de Janeiro: Embrapa Solos, Brasil.

Fonseca F.L. (2018). "Manejo de águas pluviais com valorização de curso d'água: simulação computacional da Bacia do Rio Tintas". *Dissertação de Mestrado em Engenharia Urbana e Ambiental,* PUC-RIO, Rio de Janeiro, Brasil.

Franco, E.J. (2004). "Dimensionamento de bacias de detenção das águas pluviais com base no método racional". *Dissertação de Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental*, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil.

Gomes, A.H.P.G. (2005). "Identificação e avaliação de técnicas não convencionais para drenagem urbana com controle na fonte". *Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil*, UFF, Niterói, Rio de Janeiro, Brasil.

Herzog, C.P. (2013). Cidades para todos: (re)aprendendo a conviver com a natureza. Rio de Janeiro: Manuad X: Inverde, Brasil.

LENHS, UFPB. (2012). *Manual do Usuário EPA SWMM 5.0 - Modelo de Gestão de Drenagem Urbana*. Procel Sanear, Eletrobrás, Paraíba, Brasil.

Miguez M.G; Veról A.P; Rezende O.M. (2016). *Drenagem urbana: do projeto tradicional a sustentabilidade*. 1. Ed. Rio de Janeiro: Elsevier, Brasil.

PDMAP (2013). "Plano Diretor de Manejo de Águas Pluviais da Cidade do Rio de Janeiro - Bacia Hidrográfica do Rio Sarapuí. Área de Estudo I - Alto Sarapuí: Bacia do Rio das Tintas. Proposição análise e avaliação de intervenções de manejo de águas pluviais em bacia hidrográfica". Prefeitura do Rio de Janeiro.

HidroStudio. Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica, Rio de Janeiro, Brasil.

Recesa (2007). "Águas pluviais: técnicas compensatórias para o controle de cheias urbanas: guia do profissional em treinamento: nível 2 e 3". Ministério das Cidades. Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental. Belo Horizonte, Brasil.

Rio-Águas (2010). "Instruções técnicas para elaboração de estudos hidrológicos e dimensionamento hidráulico de sistemas de drenagem urbana". Prefeitura da cidade do Rio de Janeiro, Secretaria Municipal de Obras, Sub-secretaria de Gestão de Bacias Hidrográficas, Rio de Janeiro, Brasil.

Rossman, L. A.; Huber, W. C. (2017). *Storm Water Management Model – Reference Manual*. Volume II – Hydraulics (Revised), Cincinnati, OH: U. S. Environmental Protection Agency, U.S.

Sartori, A. et al. (2005). Classificação Hidrológica de Solos Brasileiros para a Estimativa da Chuva Excedente com o Método do Serviço de Conservação do Solo dos Estados Unidos Parte 1: Classificação. RBRH, Volume 10, n.4, Brasil.

Tomaz, Plínio. (2002). Cálculos Hidrológicos e Hidráulicos para Obras Municipais - Piscinões, Galerias, Bueiros, Canais. Método SCS, Denver. Santa Bárbara, Racional, TR-55. São Paulo: Navegar, Brasil.

Tucci, Carlos E. M. (2008). "Águas Urbanas". Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

ASPECTOS OPERACIONAIS DO DESASSOREAMENTO DO RIO TIETÊ EM SÃO PAULO, BRASIL

Sílvio Luiz Giudice¹, José Augusto Rocha Mendes^{1,2} Jonathan Bruno Moreira¹, André da Silva Mendes³

¹DAEE – Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo, Brasil Rua Boa Vista, 170 – 9° andar – Centro, São Paulo –SP²FATEC – Faculdade de Tecnologia de São Paulo - Praça Coronel Fernando Prestes, 30 - Bom Retiro, São Paulo - Brasil, ³Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de São Paulo – Departamento de Engenharia Civil - Caraguatatuba Av. Bahia, 1739 - Indaiá, Caraguatatuba – SP slgiudice@gmail.com; joseaugustomendes@gmail.com; jonathan.moreira.eng@gmail.com; andredasilvamendes@gmail.com

RESUMO:

O carreamento de sedimentos e resíduos no sistema de drenagem provoca a perda de capacidade de escoamento, gerando imensos custos à sociedade. Na Região Metropolitana de São Paulo estima-se que o seu principal curso d'água, o Rio Tietê, produza volumes anuais de sedimentos da ordem de 2*10⁶ m³, implicando em gastos da ordem US\$ 40 milhões em manutenção. É evidente a importância da realização de estudos na bacia para avaliar a produção, transporte e deposição de sedimentos, possibilitando a tomada de ações preventivas contra o assoreamento, inclusive quanto a tecnologias de aproveitamento dos sedimentos e seu possível uso econômico, frente à iminente escassez de áreas para deposição final destes materiais, desonerando o poder público. Este trabalho busca documentar estes estudos no âmbito do Alto Tietê quanto à sistemática de produção, transporte e disposição de sedimentos nos corpos d' água e quanto à eficácia destas atividades, com descrição dos critérios e alternativas mais apropriadas não apenas sob a ótica técnico – ambiental, mas também econômica e social.

ABSTRACT:

The sediments and waste transport in the drainage system causes the loss of drainage capacity, generating immense costs to society. In the Metropolitan Region of São Paulo, is estimated the main watercourse, the Tietê River, produces annual volumes of sediments of the order of $2 * 10^6$ m³, implying an expenditure of approximately US\$ 40 million in maintenance. It is evident the importance of conducting studies in the basin to evaluate sediment production, transport and deposition, enabling preventive actions against sedimentation, including sediment utilization technologies and their possible economic use, in face of the imminent shortage of final deposition areas of these materials, discharging the public administration. This work seeks to document these studies in the scope of the Alto Tietê as to the systematics of production, transportation and sediment disposal in water bodies and the effectiveness of these activities, with description of the most appropriate criteria and alternatives not only under the technical – environmental approach, but also for economic and social views.

PALAVRAS-CHAVE: desassoreamento; transporte de sedimentos; Rio Tietê; metodologia

INTRODUÇÃO

O grande crescimento das populações e desenvolvimento econômico das áreas urbanas tem produzido sensíveis alterações na dinâmica das bacias hidrográficas, onde a interferência antrópica nos sistemas de drenagem conduz a modificações bastante sensíveis nas condições da morfologia fluvial.

À medida que a cidade se urbaniza ocorrem diversos impactos, tais como: impermeabilização das superfícies; aumento das vazões máximas e consequentemente da capacidade de escoamento de condutos e canais; aumento dos processos de erosão e escorregamentos e da produção e carreamento de sedimentos; deterioração da qualidade da água (e dos sedimentos) devido à poluição difusa, como lavagem das ruas; transporte de materiais sólidos e ligações clandestinas de esgoto (TUCCI & COLLISCHONN, 1998).

A excessiva urbanização de uma bacia com características originalmente rurais altera significativamente a capacidade de absorção das águas pluviais. Note-se que os processos de expansão urbana periférica ocorrem em áreas inicialmente consideradas inadequadas à ocupação, como encostas íngremes e várzeas alagáveis.

Estes terrenos periféricos, normalmente possuem baixo valor imobiliário, tornando-se alternativa atrativa para populações de baixa renda que buscam a segurança do imóvel próprio. Os parcelamentos periféricos de solo, principalmente em grandes centros urbanos, se constituem de lotes com pequena área, o que eleva enormemente a taxa de impermeabilização do solo.

Esta impermeabilização associada à urbanização que reduz a infiltração, e às condições de altas declividades das encostas, levam as águas pluviais a escoar superficialmente até encontrar um curso d'água receptor. Neste novo caminho as vazões percorrem, na maioria das vezes, maiores extensões, com aumento da aceleração e da velocidade de escoamento, com maior arraste de partículas e carreamento de sedimentos e resíduos sólidos.

No contexto dos sistemas de drenagem urbana, uma importante questão que vem ganhando espaço junto ao meio técnico se refere à limpeza e desassoreamento de rios e canais, onde o carreamento de sedimentos e resíduos pela rede de drenagem acaba provocando perda de capacidade de escoamento, em função da diminuição da profundidade e da seção transversal.

Tradicionalmente, associa-se o aporte de sedimentos nos sistemas de drenagem aos processos erosivos laminares, que podem alcançar extensas áreas com solo exposto, ou aos processos erosivos lineares, que atingem áreas menos extensas, mas com grande capacidade de mobilização de solo, evoluindo desde sulcos e ravinas, até voçorocas.

Além desses, os escorregamentos e processos correlatos relacionados à dinâmica das encostas, são também importantes geradores de sedimentos em sistemas de drenagem, assim como os cortes e aterros, produzidos nas atividades de mineração e nos movimentos de terra promovidos em serviços de terraplanagem e obras de construção civil.

Dessa forma, as intervenções que se fazem necessárias estão sempre relacionadas à recuperação das condições de escoamento, com intuito de devolver aos corpos d'água as condições anteriores ao impacto provocado pela ocupação das bacias de contribuição, no que diz respeito à sua capacidade hidráulica (GIUDICE & MENDES, 2012).

Em uma bacia hidrográfica com alto índice de urbanização, como a bacia do Alto Tietê apresentada na figura 1 a seguir, esta situação é agravada pela presença de resíduos sólidos domiciliares, que são arrastados pelas enxurradas, sendo depositados nos cursos d'água.

Esse lixo, de origem domiciliar, e em especial o considerado como não degradável, possui formas e volumes variáveis em sua composição e muitas vezes ao acompanhar o fluxo do escoamento acaba se auto aderindo em porções maiores e mais pesadas que tendem a decantar no leito fluvial, obstruindo parte das seções hidráulicas dos córregos e consequentemente diminuindo a capacidade de veiculação de vazões de maior porte. Esse assoreamento, associado com o fenômeno
da erosão do solo da bacia, além da perda na capacidade de escoamento, acaba gerando um grande problema para as administrações das cidades com o aumento no número e frequência de eventos com inundações.



Figura 1.- Imagem de satélite da urbanização da Região Metropolitana de São Paulo – RMSP, com a localização das estruturas de controle do Rio Tietê. Fonte: Google Earth 2018.

HISTÓRICO DO DESASSOREAMENTO DO RIO TIETÊ

A Região Metropolitana de São Paulo – RMSP, está inserida na Unidade de Gerenciamento de Recursos Hídricos denominada Alto Tietê (figura 2), que drena uma área de aproximadamente 5.775 km² e conta com 36 municípios em seu território. O rio Tietê é o principal curso d'água da bacia, que é caracterizada pela grande densidade demográfica, com cerca de 22 milhões de habitantes em 7,9 mil km², com a urbanização exercendo pressão sobre o meio natural, modificando de forma intensa as condições naturais de escoamento superficial (COSTA et al, 2013).

Com a aceleração do processo de urbanização, e consequente impermeabilização do solo da bacia, houve um incremento progressivo nas vazões de pico afluentes e desses ao principal corpo receptor, no caso o rio Tietê, em razão da redução dos tempos de concentração, onde ao longo das últimas décadas, resultou sérias consequências em processos de enchentes e inundações, principalmente no trecho onde o rio se encontra retificado e canalizado entre as principais vias marginais e pontes no município de São Paulo. Além disso, podem-se citar impactos negativos à bacia, decorrentes desse processo, tais como o assoreamento das drenagens, além da perda de volume útil de reservatórios de detenção, bem como da eficiência de obras hidráulicas, entre outros (FUSP, 2009).



Figura 2.- Unidades de Gerenciamento de Recursos Hídricos do Estado de São Paulo com destaque para a UGRHI-6 Bacia do Alto Tietê e sua inserção no Estado de São Paulo (fonte: IGC, *apud* FUSP, 2009)

Dentre as diversas intervenções foram realizadas pelo Governo do Estado ao longo das últimas décadas no rio Tietê, podemos destacar as recentes obras de rebaixamento e ampliação de sua calha, executadas em duas fases, a saber: Fase I, de 1998 a 2000, no trecho compreendido desde a foz do rio Pinheiros até a Barragem Edgard de Souza, tendo sido retirados aproximadamente 4 milhões de metros cúbicos de sedimentos e material rochoso; e Fase II, de 2002 a 2005, no trecho compreendido entre Barragem da Penha até a foz do rio Pinheiros, com remoção de aproximados 7 milhões de metros cúbicos de sedimentos, lixo e outros materiais.

MANUTENÇÃO DO RIO TIETÊ

É responsabilidade do Departamento de Águas e Energia Elétrica – DAEE, a gestão das atividades de manutenção e desassoreamento do rio Tietê. Dentro do escopo dessa gestão, o rio Tietê foi priorizado em sua inserção num trecho praticamente todo urbano de aproximadamente 110 km de extensão que vai desde a foz do córrego Ipiranga no município de Mogi das Cruzes até a Barragem Edgard de Souza no município de Santana de Parnaíba. Para fins de gerenciamento dos serviços, o rio Tietê é dividido em trechos numerados de jusante para montante, e denominados por: Lote 1 (16,5 km, desde a Barragem Móvel do Cebolão ate Barragem Edgard de Souza); Lote 2 (24,5 km, da Barragem da Penha à Barragem Móvel do Cebolão); Lote 3 (24,5 km, da foz do córrego Três Pontes à Barragem da Penha), e Lote 4 (44,2 km, da foz do córrego Três Pontes até a foz do córrego. A figura 3 a seguir apresenta a divisão destes lotes no trecho urbano metropolitano, de interesse no presente estudo.



Figura 3.- Divisões de gerenciamento do Rio Tietê na área urbana central da RMSP (fonte: arte sobre imagem Google Maps)

Nesse contexto, há que se destacar as peculiaridades do Lote 3, que abrange dois segmentos de características distintas: um trecho de 11,5 km em canal retificado, do reservatório da Barragem da Penha até à foz do rio Itaquera, incluindo-se no mesmo o lago do referido reservatorio e outro de 13 km em traçado natural do rio (canal meandrado), da foz do Rio Itaquera ao Córrego Três Pontes, bem como do Lote 4, que possui traçado quase que totalmente natural e bastante meandrado em toda a sua extensão.

Para o presente estudo, foram pesquisados e coletados junto as unidades técnicas do DAEE as principais informações dos últimos serviços referentes aos contratos celebrados entre 2011/2017 e disponibilizadas por aquele órgão, inclusive com a demonstração dos custos envolvidos conforme tabela 1 a seguir, e que fornecem um panorama da dimensão das atividades realizadas ao longo desse trecho do rio Tietê na RMSP.

Trecho	Extensão (km)	Investime	entos	Prazo	Volume	
		R\$ (milhões)	US\$ (milhões) [*]	(meses)	Removido (m ³)	
Lote 1	16,5	102,09	42,3	71	2.828.942,00	
Lote 2	24,5	170,77	70,7	71	2.679.042,00	
Lote 3	24,5	190,62	78,9	72	3.128.603,00	
Lote 4	44,2	19,72	8,2	20	150.003,00	

 Tabela 1. Resumo dos contratos 2011/17 de desassoreamento do rio Tietê. (fonte: DAEE)

^{*}Utilizados valores médios de câmbio na data de assinatura dos contratos.

Tradicionalmente, as intervenções pelo leito fluvial são executadas por meio de dragas de sucção ou de escavadeiras embarcadas. Para o Rio Tietê, dadas suas características, são usualmente utilizadas plataformas flutuantes nos serviços de desassoreamento dos seus trechos compreendidos entre os Lotes 1, 2 e 3, cujas dimensões médias são: largura de 8,0 m, comprimento de 25 m e altura de 2,4 m, para um calado mínimo de 1,8 m, com capacidade de suporte de aproximadamente 215 toneladas.

Entretanto, para a execução dos serviços no trecho do Lote 4, que se encontra praticamente em estado natural, e dada sua característica meandrada, houve necessidade de uma adaptação da

plataforma, cujas dimensões médias são: largura de cerca de 3,0 m, comprimento de 11 m e altura de 2,8 m, para um calado mínimo de 1,2 m, com capacidade de suporte de cerca de 118 toneladas.

A figura 4 apresenta a comparação das dimensões da plataforma flutuante utilizada para a operação no Rio Tietê nos Lotes 1, 2 e 3, ou seja, no trecho retificado e canalizado da Capital de São Paulo, em comparação com aquela utilizada nos serviços do Lote 4, conforme apresentado por Giudice e Mendes (2012) para utilização em rios de pequeno e médio porte.



Figura 4.- Comparação entre a plataforma utilizada para escavação no trecho do Lote 4 com a plataforma utilizada tradicionalmente nos serviços dos Lotes 1, 2 e 3 do Rio Tietê na Capital de São Paulo (fonte: GIUDICE e MENDES, 2012)

Assim, essas informações foram sintetizadas com objetivo de gerar um diagnóstico por meio de um diagrama simplificado que apresentará toda a metodologia executiva em relação a remoção dos volumes de desassoreamento anuais, além de toda a logística envolvida nas diversas fases do trabalho dos transportes e destinação final dos sedimentos, ou seja, desde a remoção do assoreamento no leito do rio propriamente dito, até a sua destinação final, conforme estabelecido pelas regras da legislação ambiental vigente, inclusive com a avaliação dos custos envolvidos, bem como com o diagrama da logística de transportes de sedimentos, conforme apresentado na figura 5, a seguir



Figura 5.- Diagrama da logística de transporte de sedimentos. (Autores, 2018)

METODOLOGIA EXECUTIVA

As operações de desassoreamento no rio Tietê são realizadas por plataformas embarcadas, constituídas de um conjunto composto de barcaça, rebocador, plataforma flutuante e escavadeira hidráulica (figuras 6 e 7). As barcaças têm capacidade média de armazenamento de 150 m³, adaptadas às condições de navegabilidade do rio. As operações preveem a manutenção de um calado médio de algo em torno de 2,0 metros ao longo do curso d'água.



Figura 6.- Intervenção pelo leito fluvial, por meio de escavadeira embarcada, no rio Tietê (Autores, 2018).



Figura 7.- Carga do material desassoreado, em barcaça Split, no rio Tietê. (Autores, 2018).

O material proveniente do desassoreamento tem destinos diferentes segundo a sua origem. No Lote 1, todo o material é destinado por via hidroviária para a Cava de Carapicuíba (antiga cava de extração de areia localizada no limite dos municípios de Carapicuíba e Barueri, às margens do rio Tietê, que hoje funciona como um aterro de materiais inertes). As barcaças tipo *split* (figura 8) depositam o material coletado próximo à margem do rio, no entorno da Cava, e dragas de sucção e recalque realizam a transferência do material para a Cava.



Figura 8.- Barcaças tipo split. (Autores, 2018).

No Lote 2, por outro lado, há dois portos de transbordo de material, um próximo à Barragem da Penha e outro próximo à Barragem Móvel do Cebolão. Nesses locais, as barcaças liberam o material próximo a plataformas fixas, e escavadeiras do tipo *long-reach* são utilizadas para retirar o material. Os resíduos sólidos mais grosseiros são separados no porto por meio de peneiras (figura 9) e dispostos em leiras para secagem. Dos portos, parte do material é destinada por via rodoviária para a Cava de Carapicuíba e parte por via hidroviária, transpondo a eclusa da Barragem Móvel do Cebolão.



Figura 9.- Peneiramento do material no Porto Verão. (Autores, 2018).

O Lote 3 conta com quatro portos de transbordo de sedimentos, um junto à barragem (figura 10) e outros três à montante, denominados Baquirivu, São Miguel e Caqui. Em todos eles o transbordo ocorre da mesma forma que nos portos do Lote 2. A partir desses portos, parte do material coletado é encaminhado à Cava de Carapicuíba e outra parte é destinada ao aterro de resíduos de materiais inertes denominado Pepec/Itaquareia, localizado no município de Itaquaquecetuba, em ambos os casos por transporte rodoviário.



Figura 10.- Transbordo do material no Porto-Penha. (Autores, 2018)

Estima-se que algo em torno de 5% do material removido por meio das atividades de desassoreamento é composto por resíduos sólidos grosseiros (lixo), retirados nos portos de transbordo. A título de exemplo, em termos quantitativos, são retirados em média 8.000 pneus por mês dos Lotes 1, 2 e 3 (figura 11), sendo que em contrapartida, no Lote 4, onde a sub-bacia de contribuição é bem menos urbanizada, esse número é da ordem de 100 pneus por mês, ou seja, bem inferior aos Lotes 1, 2 e 3, onde na mesma proporção esse valor seria somente de 500 pneus ao mês.



Figura 11.-Pneus retirados do leito do rio no trecho do Lote 2, durante os trabalhos de desassoreamento. (Autores, 2018)

Para que fossem atendidas as exigências dos órgãos ambientais municipais, bem como do estadual (Companhia Ambiental do Estado de São Paulo – CETESB), antes da definição da destinação final do material proveniente do desassoreamento, foram realizadas as respectivas coletas de amostragens de sedimentos no rio Tietê (uma amostra a cada 500 metros), para respectiva análise por meio de laboratórios especializados e devidamente credenciados pela CETESB, onde, de acordo com o resultado das características dos sedimentos amostrados, o trecho do curso d'água foi compartimentado em diferentes classes de qualidade de sedimentos e devidamente demarcado por meio de estacas, com intuito de facilitar a visualização não só da operação, mas também da fiscalização. A partir disso, as atividades de desassoreamento obedecem à classificação dos materiais em conformidade com a NBR 10.004 para cada trecho estabelecido e compartimentalizado, desde o momento da escavação do material do leito do rio até a sua destinação final, atendendo as exigências legais. Vale ressaltar que nos trechos onde os sedimentos têm maior restrição de caráter ambiental, a disposição é conduzida aos aterros sanitários

classificados como Classe I, ou seja, destinados à resíduos classificados como perigosos.

Com objetivo de ilustrar o diagnóstico, é apresentado na figura 11 um diagrama simplificado dos volumes anuais de desassoreamento do rio Tietê, enquanto na figura 12 é apresentado um diagrama da logística de transporte dos sedimentos. Vale destacar que os volumes dos contratos são previstos para um tempo variável de execução e, para fins de comparação de volumes anuais, os mesmos foram aqui convertidos para um período padrão de 12 meses.



Figura 12.- Diagrama simplificado dos volumes anuais de desassoreamento no Rio Tietê. (Autores, 2018)

Excetuando-se as informações quanto aos valores da intervenção no Lote 4, considerado em fase de adequação da logística envolvida e por ser a primeira intervenção desse porte naquele trecho do rio, com maiores implicações de caráter ambiental, os valores apontados para o presente diagnóstico do rio Tietê apresentam atualmente um total médio de remoção da ordem de 1,5 milhões m³/ano, que pode ser considerado cerca de 25% abaixo da produção atual (cerca de 2 milhões m³/ano), cujo valor coincide com o esperado, conforme observado durante a segunda fase das obras de rebaixamento da calha do Rio Tietê (Fase II), cujas atividades de desassoreamento eram conduzidas de forma sistemática naquele trecho de intervenção, não acontecendo o mesmo atualmente, particularmente quando comparados estes volumes a outros estudos e literatura pesquisada que apresentam valores estimados da ordem de 1,3 milhão de m³/ano de aportes de sedimentos no segmento do rio que atravessa a Região Metropolitana de São Paulo (CHAVES et. al., 1998; LIMA, 2008).

Nesse sentido, é possível referir-se a volumes anuais removidos no trecho urbano do rio Tietê da ordem de 1,5 milhões m³/ano, ressaltando que além desse volume, há outro aspecto importante a ser considerado que é o reservatório formado pela Barragem da Penha, que é um dispositivo hidráulico com capacidade de amortecer um volume de até 7.500.000 m³ (estando totalmente desassoreada) e cujo objetivo principal é amortecer picos de cheia, onde em eventos de grande magnitude, pode retardar sua afluência a jusante em até 6 horas, evitando extravasamentos e ocorrências de inundações à jusante, que é considerado o trecho mais complexo e urbanizado do rio Tietê na metrópole paulista.

A Barragem da Penha, pelo fato de funcionar como uma autêntica barreira na contenção dos sedimentos transportados por todo o segmento do rio à montante de sua estrutura, pode ter sua eficiência comprometida no caso de ausência de manutenção preventiva ao longo de seu reservatório, sendo que ao final de 2017, os levantamentos batimétricos demonstraram a estimativa de volume a ser desassoreado da ordem de 3,5 milhões m³ naquele trecho.



Figura 13.-Diagrama da logística de transporte dos sedimentos. Convenções: *T=transbordo*, *D=destinação final*, *h=transporte hidroviário*, *r=rodoviário e t=via tubulação*.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os serviços de desassoreamento dos cursos d'água da Região Metropolitana de São Paulo são serviços que, embora sejam assumidos em caráter periódico pela administração pública, devem ser contínuos, dado o aporte de sedimentos no sistema de drenagem, com origem diversificada, ou seja, de expansão urbana das cabeceiras da bacia, bem como da falta de controle e fiscalização sobre as atividades da construção, principalmente no que diz respeito a terraplenagem e deposição de resíduos de construção civil, onde os empreendimentos não contemplam a adequada destinação das águas pluviais até um corpo receptor, além das ocupações irregulares (principalmente nas várzeas) e da ineficiência na coleta de resíduos urbanos.

Mesmo com a tendência de diminuição do ritmo de expansão da metrópole e da consolidação dos núcleos urbanos, o que também contribuiria para a diminuição do aporte de sedimentos nas drenagens da bacia, nota-se ainda grandes volumes de material aportado, da ordem de 2 milhões de m³/ano (numa extensão de 65 km do rio Tietê), o que representa a necessidade de remoção diária de um volume de cerca de 8.000 m³, ou seja, equivalente ao volume de mais de 2,5 piscinas olímpicas (1,000 m³ por hora para 8 h diárias). Assim, a natureza contínua destes serviços de manutenção tem função não apenas de manter a seção hidráulica com objetivo de propiciar a melhoria da capacidade de escoamento e atenuar as vazões de pico em eventos chuvosos de maior magnitude, com intuito de evitar eventuais extravasamentos, bem como, garantir um calado compatível com as necessidades de navegabilidade dentro da logística dos serviços do sistema para sua própria manutenção.

Por características intrínsecas à bacia hidrográfica, principalmente no que se refere à extensão territorial, e ao alto grau de impermeabilização do solo, o sistema hídrico apresenta rápida variação de nível d'água em eventos de cheias, resultando em perda de seção hidráulica dos cursos d'água pelo assoreamento, comprometendo substancialmente a já delicada dinâmica da bacia.

Outro fator de destaque refere-se à escassez de locais adequados à destinação final dos materiais provenientes do desassoreamento. Historicamente, esse material é destinado aos botaforas licenciados pelo órgão ambiental que em geral, são antigas cavas de extração de areia que foram desativadas ao longo do tempo. O estudo realizado no sistema Tietê por Chaves et ali (1998) evidencia essa realidade, sendo que a Cava de Carapicuíba e o aterro denominado Pepec/Itaquareia são os principais destinos dos sedimentos. No entanto, no contexto de regiões metropolitanas como a de São Paulo, onde há grande concorrência pelo espaço urbano e déficit habitacional, destinar grandes áreas para disposição de material proveniente de desassoreamento está se tornando cada vez mais raro. Outro aspecto a ser destacado diz respeito aos custos operacionais envolvidos, pois em média, cerca de 75 % dos recursos destinados aos serviços de desassoreamento, ou seja US\$ 30 milhões ao ano, são dispendidos nos itens referentes ao transporte e disposição final dos resíduos, valor bastante expressivo em relação a principal atividade, que é a remoção (escavação) propriamente dita destes materiais do leito.

Há assim a necessidade premente de avanço nos estudos de tecnologias de aproveitamento dos sedimentos escavados, frente à iminente escassez de áreas para sua destinação, bem como a modernização da legislação vigente nesse sentido. Nos estudos realizados na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – USP (Chaves et. al., 1998) é demonstrada a viabilidade técnica e econômica desse aproveitamento. Diversas pesquisas vêm sendo desenvolvidas quanto à eventual possibilidade de aproveitamento do material não contaminado oriundo do desassoreamento de ríos e córregos para utilização em outros fins, principalmente em relação a agregados para construção civil. Dessa forma, o desassoreamento passaria a ser visto sob a ótica das atividades minerárias, com retorno econômico, e explorado pela iniciativa privada, desonerando progressivamente o poder público com esse serviço.

Portanto, considera-se a importância do desenvolvimento de estudos hidrossedimentológicos no sistema hidrográfico da bacia do Alto Tietê, para avaliar de forma sistemática a produção, transporte e disposição de sedimentos no rio Tietê e seus principais tributários, como forma de assegurar a eficácia do desassoreamento e, principalmente, agir preventivamente quanto à sua produção.

Finalmente, cumpre destacar que a manutenção dos sistemas de drenagem deve se alinhar ao conceito de desenvolvimento sustentável, que vai muito além da prevenção das inundações e podem contribuir com outros benefícios indiretos não só para a sociedade, como também para o meio ambiente.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Chaves, A.P.; Casadei, D.S.; Neto, D.D. "O desassoreamento do rio Tietê e o aproveitamento da areia contida nos sedimentos". In: *XVII Encontro Nacional de Tratamento de Minérios e Metalurgia Extrativa*. Águas de São Pedro, SP, 1998.

Costa, S. B., de Almeida Filho, G. S., Giudice, S. L., e Hellmeister Jr, Z. (2013) "Panorama do desassoreamento nos rios Tietê e Pinheiros, São Paulo/SP, Brasil" *Anais do XX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*, Bento Gonçalves, RS.

FUSP - Fundação de Apoio à Universidade de São Paulo –. *Plano de Bacia do Alto Tietê: Relatório Final*. São Paulo, 2008.

(2009); *Plano da Bacia Hidrográfica do Alto Tietê* Fundação de Apoio à Universidade de São Paulo; Fundo Estadual de Recursos Hídricos, São Paulo, SP dez/2009

Giudice, S.L.; Mendes, J.A.R. "Técnicas experimentais de desassoreamento em rios urbanos da Região Metropolitana de São Paulo". In: *XXV Congresso Latinoamericano de Hidráulica*. San José, Costa Rica, 2012.

IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo –. Diretrizes e ações para prevenção e controle dos impactos decorrentes dos processos erosivos na Bacia do Alto Tietê UGRHI 06. São Paulo: IPT, 2011 (Relatório IPT nº 122.617).

Lima, L.R.S. *Dragagem, transporte e disposição final de sedimento de leito de rio - Estudo de caso: Calha do rio Tietê - Fase II*. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2008.

Tucci, C.; Collischonn, W. "Drenagem urbana e Controle de Erosão". In: *VI Simpósio Nacional de Controle da Erosão*. Presidente Prudente, São Paulo, 1998.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

OTIMIZAÇÃO DA GEOMETRIA DE ESCADAS PARA PEIXES DE RANHURA VERTICAL

Júlia Brusso Rossi¹, Daniela Guzzon Sanagiotto² ^{1,2} Instituto de Pesquisas Hidráulicas, IPH/UFRGS, Brasil julia.rossi@ufrgs.br, dsanagiotto@ufrgs.br

RESUMO:

O escoamento nas escadas para peixes deve possuir características que permitam que o peixe realize uma passagem segura pela estrutura. Este trabalho utiliza dinâmica de fluidos computacional (CFD) para investigar os padrões médios e turbulentos do escoamento em diferentes geometrias de escadas para peixes de ranhura vertical. O estudo avalia a influência da declividade longitudinal do canal e da presença ou não de um elemento cilíndrico nos tanques da escada. Da análise comparativa entre as geometrias se verificou que as maiores velocidades ocorreram nas estruturas de maiores declividades, principalmente na região de entrada do escoamento no tanque. A adição do cilindro reduziu as velocidades médias encontradas e a energia cinética da turbulência na região de influência do cilindro, indicando condições mais favoráveis para a passagem dos peixes. Ainda, se verificou que as máximas velocidades médias encontradas neste estudo foram entre 26% e 66% superiores às esperadas pela equação teórica.

ABSTRACT:

The flow in a fishway must have characteristics that allow the fish to make a safe passage through the structure. This work uses computational fluid dynamics (CFD) to investigate the mean and turbulent flow patterns in different geometries of vertical slot fishways. The study evaluates the influence of the canal longitudinal slope and the presence or not of a cylindrical element in the pools. From the comparative analysis between the geometries it was verified that the higher velocities occurred in the structures of larger slopes, mainly in the region of entrance of the flow in the pool. The addition of a cylinder reduced the average velocities found and the turbulence kinetic energy in the region of influence of the cylinder, indicating more favorable conditions for the fish passage. Moreover, it was found that the maximum average velocities found in this study were between 26% and 66% higher than expected by the theoretical equation.

PALAVRAS CHAVE: escada para peixes; simulação numérica; otimização de defletores; velocidade do escoamento; ranhura vertical.

INTRODUÇÃO

Os mecanismos de transposição de peixes (MTP) são estruturas que permitem o trânsito de organismos aquáticos entre jusante e montante de barramentos em rios, permitindo, por exemplo, que as espécies que migram no processo reprodutivo alcancem seus locais de desova. A passagem a ser construída deve atrair os peixes e proporcionar um percurso seguro com mínimo gasto em tempo e energia. A velocidade do escoamento é um fator limitador a passagem dos peixes, sendo determinante para a eficiência da passagem de certas espécies. O parâmetro mais importante que determina a vazão e a velocidade máxima do escoamento é a diferença de nível de água entre dois tanques adjacentes (juntamente com a dimensão da ranhura) (Bombač *et al.*, 2017). Portanto, a eficiência biológica de um projeto de passagem para peixes é determinada por variáveis hidrodinâmicas tais como a velocidade, a profundidade de água e os campos de turbulência nas bacias (Bermúdez *et al.*, 2010).

Os mecanismos tipo ranhuras verticais utilizam configurações de arranjos de defletores formando uma abertura vertical entre eles, por onde ocorre o fluxo através dos tanques. Normalmente o escoamento nestas estruturas se caracteriza por apresentar duas regiões bem definidas, de maiores e menores velocidades, que são a região do jato principal e as áreas de recirculação adjacentes a ele, respectivamente. Os defletores verticais propiciam a passagem para peixes com diferentes características, visto que podem escolher a profundidade que desejam fazer a passagem, devido a abertura da ranhura sem obstrução ao longo de toda a profundidade do tanque.

Alguns estudos têm incluído elementos no interior das passagens para peixes para melhorar as condições de dissipação de energia e das distribuições de velocidades. Baki *et al.* (2016) apresentaram uma estrutura com a presença de elementos arredondados distribuídos no fundo de um canal de transposição. Nessa configuração a inserção dos volumes arredondados busca representar condições próximas às encontradas em cursos d'água naturais. Calluaud *et al.* (2014) incluíram elementos dentro dos tanques de passagens para peixes com tanques consecutivos. Esses autores trouxeram uma configuração com um único cilindro por tanque após a abertura entre defletores de uma escada com ranhura vertical. Os autores observaram que um cilindro produz reduções significativas nas amplitudes locais da velocidade do fluxo, da vorticidade e da energia cinética turbulenta, sem modificação da velocidade média na ranhura ou no padrão geral de fluxo. (Calluaud *et al.*, 2014).

A dinâmica de fluidos computacional (CFD) permite contribuir para a análise de condições do escoamento para diferentes geometrias de escadas para peixes. Se o modelo numérico é validado a partir de dados de estudos experimentais, este traz a possibilidade de testar novas estruturas derivadas da experimental, com resultados do escoamento obtidos com a variação das principais variáveis de interesse. Exemplos de estudos com simulação tridimensional no ANSYS-CFX são apresentados em Baki *et al.* (2016), Marriner *et al.* (2016), Sanagiotto *et al.* (2016), entre outros. Ressalta-se, que há uma maior quantidade de estudos realizados com simulação numérica 2D, como os trabalhos de Alvarez-Vázquez, (2008); Bermudez *et al.*, (2010); Cea *et al.*, (2007) e Bombač *et al.* (2017), entre outros. No entanto, os estudos tridimensionais são necessários principalmente para as geometrias mais complexas e/ou com maiores declividades, onde surgem componentes verticais significativas.

Neste contexto, este estudo busca analisar o escoamento em uma escada para peixes com ranhura vertical utilizando um software de simulação numérica tridimensional, validar o seu uso, a partir da comparação dos resultados com informações experimentais e, buscar alterar sua geometria, para tornar o escoamento menos seletivo.

MATERIAIS E MÉTODOS

O escoamento foi modelado em uma escada para peixes com ranhuras verticais, escolhida a partir dos trabalhos de Bombač *et al.* (2015) e Bombač *et al.* (2017), onde são apresentados dados experimentais e de simulação numérica. A estrutura caracteriza-se por 9 tanques consecutivos de 3

m de comprimento, com trechos de entrada e saída de 9.5 m cada, totalizando uma geometria de 46 m de comprimento e 2.2 m de largura (Figura 1Figura 1Figura 1). Detalhes dos defletores da geometria de referência e suas dimensões podem ser vistos na Figura 2a.



Figura 1.- Esquema geral da estrutura testada neste trabalho (dimensões em metros).

As configurações de defletores estudados neste trabalho estão apresentadas na Figura 2. Após a validação do modelo para a geometria de referência, a partir do confronto com os dados de Bombač *et al.* (2015), foi proposta uma modificação da geometria (Figura 2a para a 2b), onde um elemento cilíndrico, com 0.4 m de altura e 0.4 m de diâmetro, foi incluído após a abertura entre os defletores, como visto em propostas em estudos anteriores (e.g. Calluaud *et al.*, 2014).



Figura 2.- Geometria dos tanques das escadas para peixes utilizadas neste estudo: (a) geometria 1 – referência; (b) geometria 2 – com inserção do cilindro (dimensões em metros).

Foram realizadas simulações testando diferentes malhas com o objetivo de verificar se a malha testada era adequada e garantir a independência da malha nos resultados. As características das malhas analisadas são mostradas na **Tabela 1**. Foi escolhida a Malha 2, uma malha tetraédrica com refinamento junto aos defletores, que apresentou bons resultados nas simulações, e na comparação com os resultados de Bombač *et al.* (2015), como será visto adiante (**Figura 4**). No entanto, ressalta-se que as três malhas testadas foram capazes de representar de forma adequada o escoamento na estrutura.

	Tubelu I. Tullullio dus multus testudus								
Malhas Nós		Elementos Taxa de crescimento		Tamanho (m)					
l	Malha 1	4.05E+05	1.82E+06	1.2	0.023				
l	Malha 2	5.52E+05	2.66E+06	1.1	0.023				
l	Malha 3	5.06E+05	2.67E+06	1.1	0.0115				

Tabela 1.- Tamanho das malhas testadas

Para as simulações utilizaram-se condições de contorno em todas as faces do domínio. Na entrada do escoamento no tanque foram informadas a vazão mássica de água e a pressão atmosférica para a parte correspondente ao ar, além de uma intensidade turbulenta alta (10%) aplicada para especificar a energia cinética da turbulência e a taxa de dissipação de energia do escoamento. Em todas as paredes (fundo, laterais e defletores) foi aplicada a condição de contorno de não deslizamento e a rugosidade foi considerada nula em todas as situações. Na saída do domínio foi considerada a distribuição de pressão hidrostática para o fluido água e de pressão atmosférica para o ar. Profundidades do escoamento na parte inicial e final foram informadas com relação aos valores obtidos experimentalmente, apresentados em Bombač *et al.* (2017). A simulação considerou o escoamento em condição isotérmica, incompressível, mantendo as propriedades físicas da água constantes, e foi considerado o modelo k- ϵ de turbulência.

A fim de comparar os resultados com Bombač *et al.* (2015) foram escolhidas quatro seções transversais no tanque central, para os planos x = 0.60 m, x = 1.2 m, x = 1.80 m e x = 2.40 m, nomeadas de seções I, II, III e IV (Figura 3), respectivamente, que serão também utilizadas para outras comparações presentes nesse estudo. A Figura 3 também mostra as seções longitudinais V e VI, que representam os planos y = 1.7 m e y = 0.5 m, respectivamente, que estão presentes em outras análises deste estudo.

Ambas as geometrias foram simuladas para as declividades de 1.67%, 3.33%, 5.00% e 6.67% que correspondem a desníveis entre tanques consecutivos de 0.05 m, 0.10 m, 0.15 m e 0.20 m, respectivamente, e simuladas com vazões de 1.000 m³.s⁻¹, 1.398 m³.s⁻¹, 1.586 m³.s⁻¹ e 1.765 m³.s⁻¹, respectivamente. Essas vazões representam a condição para que a profundidade média do escoamento no tanque central seja de 1.3 m, reproduzindo as condições de Bombač *et al.* (2017), com variação máxima de 2%.



Figura 3.- Posição das seções transversais I, II, III e IV e seções longitudinais V e VI (dimensões em metros).

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Validação do modelo

Na **Figura 4** são apresentados os resultados obtidos no presente estudo, para a geometria de referência (Figura 2a), considerando as mesmas condições do trabalho de Bombač *et al.* (2015), a fim de ajustar o modelo utilizado. Os resultados são comparados com os dados experimentais e numéricos de Bombač *et al.* (2015), em relação as velocidades médias na direção longitudinal (Vx) e na direção transversal (Vy) e a energia cinética da turbulência (K').

Analisando os gráficos para velocidades médias na direção longitudinal (Vx) observou-se na posição correspondente a abertura dos defletores uma região com os maiores valores de velocidade, indicando a formação do jato principal, seguido de uma área com valores bem menores de velocidade, entre os defletores maiores do tanque, considerada um local de descanso para os peixes na sua travessia pela escada. Os dados de Vx na região do jato do presente estudo são um pouco superiores aos valores experimentais, sendo que as máximas diferenças foram de 12% na seção I e 23% na seção III. Apesar destas diferenças, na área de descanso os valores obtidos ficaram bem próximos aos experimentais, principalmente na seção III, com uma representação dos valores medidos bem ajustada. A diferença obtida na região do jato pode ser resultado da consideração de paredes e defletores completamente lisos, enquanto Bombač et al. (2015) utilizou coeficientes de rugosidade de Manning de 0.01 s.m^{-1/3}. Para a velocidade média na direção transversal, Vy, e a energia cinética da turbulência, K', de forma geral pode-se considerar que foram bem representadas pelas simulações realizadas no presente estudo.

Com estes resultados, pode-se considerar que o modelo está representando de forma adequada o escoamento nesta estrutura e se pode avançar para a alteração da geometria conforme condições de interesse para o estudo.



Figura 4.- Comparação das velocidades Vx e Vy e da energia cinética da turbulência, K', obtidas no presente estudo, para a geometria 1 (Figura 2a) nas seções I e III com declividade S = 0.0167 m/m, Q = 1.000 m^3 /s, com os resultados numérico e experimental de Bombač *et al.* (2015), para um plano paralelo ao fundo na posição z/h = 0.4 (onde z é a distância a partir do fundo até o plano e h é a profundidade média do escoamento, medida no meio do tanque central).

Influência da Declividade na Geometria 1 - referência

Para a geometria 1 foi analisado nas seções de interesse o impacto da alteração na declividade de fundo, considerando os valores para vazões, declividades e alturas do escoamento propostos por Bombač *et al.* (2017) como condições de contorno da simulação. Os valores obtidos de velocidade longitudinal, Vx, para estas simulações, são apresentados na **Figura 5**, para as seções transversais I, II, III e IV.

Os resultados da **Figura 5** revelam que, com o aumento da declividade, ocorre aumento na velocidade do escoamento no tanque, como se esperava. Na região do jato principal, observam-se os valores máximos de velocidade, sendo maiores na seção mais próxima a entrada da água no tanque (seção I). Na área de descanso, os valores de velocidade para as maiores declividades são superiores em módulo que os obtidos nas menores declividades, mostrando maiores intensidades nas recirculações com o aumento da declividade. Com o aumento de quatro vezes da declividade de fundo da calha, mantendo o escoamento no tanque com 1.3 m de profundidade média, a velocidade máxima em cada seção aumentou entre 76% e 79%. Considerando um mesmo tanque e declividade, quando comparadas as seções I e IV, há uma redução de 19%, aproximadamente, no valor de velocidade máxima. De forma semelhante, foram também analisadas as velocidades médias na direção transversal, Vy, para as quatro seções do tanque (**Figura 6**).



Figura 5.- Resultados obtidos no presente estudo para as componentes de velocidade longitudinal, Vx, em quatro seções transversais, no plano paralelo ao fundo de z/h = 0.40, para as quatro declividades testadas.

Analisando a **Figura 6**, quanto maior a declividade maior também a componente das velocidades na direção transversal do escoamento. Na seção IV, para a maior declividade testada, a variação na velocidade transversal, Vy, fica em torno de 0.8 m.s⁻¹. Percebe-se também que as componentes transversais são, de forma geral, menores que as componentes longitudinais.

O comportamento geral do escoamento no tanque central em função da velocidade, para várias declividades, pode ser observado na **Figura 7**. Os vetores de intensidade apresentam a direção de deslocamento do fluido, e a legenda se refere às velocidades médias do escoamento. Para todas as declividades há formação do jato principal e, adjacentes a ele, duas regiões de recirculação, uma maior entre os defletores maiores e outra menor, entre os menores defletores. Com o aumento da declividade, há crescimento das velocidades em todas as áreas do tanque.



Figura 6.- Resultados obtidos no presente estudo para as componentes de velocidade transversal, Vy, em quatro seções transversais, no plano paralelo ao fundo de z/h = 0.40, para as quatro declividades testadas.



Figura 7.- Campos de velocidades para o plano paralelo ao fundo de z/h = 0.40 para as quatro declividades testadas.

A **Figura 8** apresenta dois planos paralelos no tanque central, no sentido longitudinal, com valores de velocidade média e vetores de intensidade do fluxo. O plano em y = 1.7 m foi posicionado na região de abertura dos defletores, enquanto o plano em y = 0.5 m encontra-se entre os defletores maiores do tanque (conforme Figura 3). Analisando a imagem de velocidade e intensidade para ambas as posições no tanque, os maiores valores de velocidade acontecem em y = 1.7 m, que está sob influência do jato principal, principalmente no início do plano, que corresponde a região de entrada do escoamento no tanque. Esse aumento de velocidade é ainda mais significativo para a geometria de maior declividade, onde o comportamento do escoamento se mostra não bidimensional. Observa-se também, no jato principal, o sentido do fluxo pelos vetores acompanha o sentido do escoamento, enquanto em y = 0.5 m o sentido da velocidade é contrário ao do escoamento, e em intensidade inferior, caracterizando uma região mais tranquila do tanque, e propiciando uma área de descanso dos peixes durante a travessia da escada. Nas extremidades deste plano, a região mais externa da recirculação apresenta velocidades um pouco mais elevadas, indicando regiões mais próximas aos defletores.



Figura 8.- Comparativo das velocidades em planos verticais longitudinais de y = 0.5 m e y = 1.7 m, para as declividades de 1.67% e 6.67%.

Influência da Inserção de um elemento cilíndrico no tanque

Em uma segunda análise, foi proposta a inserção de um cilindro após a abertura dos defletores (Figura 2b), consideradas as mesmas declividades (1.67%, 3.33%, 5.00% e 6.67%) e

vazões respectivas $(1.000 \text{ m}^3.\text{s}^{-1}, 1.398 \text{ m}^3.\text{s}^{-1}, 1.586 \text{ m}^3.\text{s}^{-1} \text{ e} 1.765 \text{ m}^3.\text{s}^{-1})$, que resultam na profundidade média do escoamento próximo a 1.3 m.

O cilindro reduz a velocidade na região onde se encontra presente, no caso, a região do jato principal, apresentando influência não muito significativa na área entre defletores maiores (de descanso), como visto na **Figura 9**. A influência do cilindro na maior declividade para a seção I resulta em redução da velocidade máxima na direção longitudinal de 2.89 m.s⁻¹ para 2.63 m.s⁻¹, e na seção III de 2.48 m.s⁻¹ para 2.24 m.s⁻¹, o que representa em ambas as seções, uma condição mais favorável para peixes de menor capacidade natatória.



Figura 9.- Comparativo das velocidades longitudinais, Vx, para escadas para peixes com declividade de 1.67% e 6.67% para as geometrias 1 e 2. Valores obtidos para o plano distante do fundo z/h = 0.4, nas seções I e III.

A **Figura 10** compara a energia cinética da turbulência nas duas geometrias, para declividades de 1.67% e 6.67%. A inserção do cilindro indicou decréscimo nos valores de energia cinética da turbulência do escoamento, principalmente na região do jato principal, na posição da seção I, região em que o cilindro está presente, indicando novamente uma condição mais favorável para os peixes.



Figura 10.- Comparativo da energia cinética da turbulência, K', para escadas para peixes com declividade de 1.67% e 6.67% para as geometrias 1 e 2. Valores obtidos para o plano distante do fundo z/h = 0.4, nas seções I e III.

Comparações entre geometrias

Buscou-se ainda analisar o comportamento dos campos de velocidade para planos em diferentes alturas do tanque central. A **Figura 11** mostra o comportamento da velocidade resultante para três planos paralelos ao fundo do tanque, distantes do fundo em 20%, 40% e 60% da altura do escoamento, para quatro declividades e vazões, comparando ambas as geometrias. Analisando diferentes posições no tanque central, em diferentes declividades, tem-se uma melhor percepção da dimensão de influência do elemento adicionado.

Como esperado, as maiores velocidades estão nas maiores declividades, e ainda, para a geometria 1, se observam maiores valores para os planos mais próximos do fundo do tanque, e esse aumento é ainda mais perceptível nas declividades mais elevadas. Em relação à geometria com cilindro, as seções distantes do fundo em 60% da altura do escoamento quase não demonstram ser influenciadas pelo cilindro, enquanto a seção de 20% tem redução de velocidades bem característica na região após o cilindro adicionado. Além disso, na declividade de 6.67% da geometria 2, em z/h = 0.2, parece que a presença do cilindro associada as altas velocidades resultaram na formação de dois jatos bem característicos após o cilindro. Em relação às áreas de recirculação a região entre os defletores maiores sofre pouca influência da adição do cilindro. Porém, para a região entre os menores defletores, com a presença do cilindro na posição mais próxima do fundo a recirculação é menor, ao mesmo tempo em que, para a posição mais próxima da superfície, a recirculação teve acréscimo de área.



Figura 11.- Comparativo das velocidades para as geometrias 1 e 2 em diferentes planos paralelos ao fundo distantes do mesmo de z/h = 0.2, 0.4 e 0.6, para as declividades de 1.67% e 6.67%.

A Figura 12 faz uma análise comparativa da variação no comportamento da velocidade longitudinal máxima com o acréscimo do cilindro, revelando ainda a diferença percentual

observada nas quatro seções para as geometrias 1 e 2 com diferentes declividades. A geometria 2 apresenta comportamento semelhante ao da geometria 1 para diferença de velocidade ao longo das seções, como já foi visto na **Figura 9**, e os resultados enfatizam que a inserção do cilindro reduz as velocidades máximas longitudinais. Avaliando o percentual das diferenças de velocidades máximas, se observam maiores valores nas seções transversais II e III, localizadas a jusante da inserção do cilindro, principalmente na geometria de declividade 3.33%, onde as reduções chegam a até 12%.



Figura 12.- Comparativo das velocidades longitudinais máximas, Vx máx, para diferentes declividades nas geometrias 1 e 2. Valores obtidos para o plano distante do fundo z/h = 0.4.

Os valores médios máximos de velocidade obtidos nas simulações são 1.62, 2.32, 2.55, 2.95 m.s⁻¹ para a geometria 1 e 1.60, 2.17, 2.40, 2.71 m.s⁻¹ para a geometria 2, para as declividade de 1.67%, 3.33%, 5.00% e 6.67%, respectivamente. Estes valores podem ser comparados com os valores teóricos, obtidos pela relação $Vmáx = \sqrt{2g\Delta h}$, sendo g a aceleração da gravidade e Δh o desnível entre tanques consecutivos. Os valores médios máximos obtidos sempre foram superiores em relação aos valores teóricos. O aumento em percentual do valor teórico de velocidade máxima para o valor obtido nas simulações, para a geometria 1 é de 63.8%, 65.5%, 48.5%, 48.8%, e para a geometria 2 é de 38.2%, 35.4%, 28.6%, 26.8%, para as declividades de 1.67%, 3.33%, 5.00% e 6.67%, respectivamente. Estudos anteriores também indicaram velocidades na estrutura superiores aos obtidos pela equação teórica, por exemplo, Bombač *et al.* (2015), verificou que a velocidade máxima teórica é cerca de 50% menor do que os valores obtidos nas suas simulações.

Considerando a velocidade no tanque central da estrutura, para o plano z/h = 0.4, tem-se as distribuições de frequência acumulada das velocidades, representada na **Figura 13** para as quatro declividades nas duas geometrias de estudo. Nas geometrias de declividade mais baixa não ocorre grande variação do comportamento analisando ambas as figuras. Já para as geometrias com declividades mais elevadas a diferença das velocidades por área é mais relevante. Para a declividade de 3.33% na geometria 1, 10% da área do tanque tem velocidades maiores a 2 m.s⁻¹, e em aproximadamente 25% do tanque a velocidade ultrapassa 1.5 m.s⁻¹, enquanto para a geometria 2 velocidades superiores a 2 m.s⁻¹ não chegam a 5% do tanque. Para a declividade mais elevadas, na geometria 1, aproximadamente 75 % do tanque se mantém abaixo de 2 m.s⁻¹ e quase 10% ultrapassa 2.5 m.s⁻¹, à medida que na geometria 2 as velocidades se mantem abaixo de 2 m.s⁻¹ em mais de 80% do tanque e ultrapassa 2.5 m.s⁻¹ em menos de 5% do tanque. Esses resultados demostram a redução nos valores de velocidade, em toda a área do plano analisado no tanque, quando se adiciona um elemento cilíndrico após a abertura dos defletores, sendo ainda mais significativa para as declividades mais elevadas.



Figura 13.- Comparativo dos valores de velocidades pela área percentual acumulada, em diferentes declividades nas geometrias 1 e 2, obtidos para o plano distante do fundo z/h = 0.4.

CONCLUSÕES

Este estudo verificou a influência da alteração da geometria de escadas para peixes do tipo ranhura vertical no escoamento. Foram variadas as declividades de fundo e a inserção de elemento cilíndrico dentro do tanque, mantendo o tamanho dos tanques. A influência no escoamento foi quantificada através da análise das distribuições de velocidade e de energia cinética da turbulência, além da análise do padrão geral do escoamento no tanque. As características do escoamento foram obtidas a partir de simulação numérica do escoamento tridimensional.

As principais conclusões desse trabalho são:

- O modelo pode ser validado a partir da comparação dos resultados obtidos com informações experimentais presentes na literatura.

- Os maiores valores de velocidade acontecem na região de entrada do escoamento no tanque, denominada de jato principal, na geometria de maior declividade a velocidade do escoamento nessa região tem grande aumento, principalmente nas profundidades mais próximas do fundo do tanque, apresentando comportamento não bidimensional. A região entre os defletores maiores se caracteriza por velocidades mais baixas e o sentido do fluxo é contrário ao sentido do escoamento principal, propiciando uma área de descanso dos peixes.

- As máximas velocidades médias foram entre 26% e 66% superiores às obtidas pela equação teórica, sendo maiores as diferenças percentuais para as menores declividades.

- O aumento de quatro vezes na declividade da estrutura resultou em aumentos de até 79% na velocidade longitudinal do escoamento no tanque para as seções analisadas.

- A inserção do cilindro no tanque apresenta grande influência no escoamento na região onde se encontra, reduzindo as velocidades no jato principal, sem afetar consideravelmente a área entre defletores maiores. As reduções na velocidade se deram em todas as seções analisadas, configurando uma situação mais propícia para a travessia dos peixes de menor capacidade natatória. A presença do cilindro, em baixas profundidades e altas declividades, ocasionou a formação de mais um jato após o cilindro e redução de área nas regiões de recirculação entre os menores defletores. As reduções nos percentuais de diferença de velocidades máximas longitudinais, comparando as duas geometrias, para as declividades analisadas, chegaram a até 12% em uma seção a jusante da inserção do cilindro.

- Analisando as distribuições de frequência acumulada das velocidades, comparando a geometria sem o cilindro com a geometria com o cilindro, para as declividades mais elevadas a presença do cilindro resultou em reduções nos valores de velocidade, em toda a área do plano analisado no tanque.

- Comparando ambas as geometrias do estudo há uma redução na energia cinética da turbulência na região do tanque com presença do cilindro, em duas seções transversais analisadas, verificando que a geometria com cilindro tem melhores condições para a passagem dos peixes pela área do jato.

- A simulação numérica do escoamento tridimensional se mostra como uma ferramenta bastante útil para a avaliação dos padrões de escoamento em escadas para peixes com ranhuras verticais. A partir da validação do modelo, pode-se verificar a influência das alterações da geometria no escoamento, permitindo buscar padrões que sejam adequados às espécies de peixes de um determinado local.

AGRADECIMENTO

Este trabalho recebeu o apoio financeiro parcial da CAPES – Brasil, do CNPq e da Propesq/UFRGS.

REFERÊNCIAS

Alvarez-Vázquez, LJ; Martínez, A; Vázquez-Méndez, ME; Vilar, MA. (2008). Vertical slot fishways: Mathematical modeling and optimal management. *Journal of Computational and Applied Mathematics*, 218, p. 395-403.

Baki, A. B. M.; Zhu, D. Z.; Rajaratnam, N. 2016. "Flow Simulation in a Rock-Ramp Fish Pass". *J. Hydraulic Eng.* PAGINAS, DOI: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001166.

Bermúdez, M.; Puertas, J.; Cea, L.; Pena, L.; Balairón, L. (2010). "Influence of pool geometry on the biological efficiency of vertical slot fishways". *Ecol. Eng.* 36, 1355–1364, DOI: 10.1016/j.ecoleng.2010.06.013.

Bombač, M.; Četina, M.; Novak, G. (2017). "Study on flow characteristics in vertical slot fishways regarding slot layout optimization". *J. Ecol. Eng.* 107, 126–136, DOI: 10.1016/j.ecoleng.2017.07.008

Bombač, M.; Novak, G.; Mlačnik, J.; Četina, M. (2015). "Extensive field measurements of flow in vertical slot fishway as datafor validation of numerical simulations". *J. Ecol. Eng.* 84, 476–484, DOI: 10.1016/j.ecoleng.2015.09.030

Calluaud D.; Pineau G.; Texier A.; David L. (2014) "Modification of vertical slot fishway flow with a supplementary cylinder". *Journal of Hydraulic Research*, 52:5, 614-629, DOI: 10.1080/00221686.2014.906000

Cea, L; Pena, L; Puertas, J; Vázquez-Cendón, ME; Peña, E. (2007). Application of several depth-averaged turbulence models to simulate flow in vertical slot fishways. *Journal of Hydraulic Engineering*, 133(2), p. 160-172.

Marriner, B. A.; Baki, A. B. M.; Zhu, D. Z.; Cooke, S. J.; Katopodis, C. (2016). "The hydraulics of a vertical slot fishway: a case study on the multi-species Vianney-Legendre fishway in Quebec. Canada". *Ecol. Eng.* 90, 190–202, http://dx.doi.org/10.1016/j.ecoleng.2016.01.032.

Sanagiotto, D. G.; Bravo, J. M.; Marques, M. G. (2016). Simulação do escoamento em escadas para peixes com ranhuras verticais. In: XXVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Lima, Peru. *Libro de artículos do XXVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, 2016*.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

RELACIÓN LÍMITE ENTRE CRITERIOS DE AUTOLIMPIEZA Y EL DISEÑO OPTIMIZADO DE ALCANTARILLADOS

¹Sebastián González, ²Carlos Montes y ³Juan Saldarriaga

^{1,2} Investigador, Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados (CIACUA), Universidad de los Andes. ³ Profesor Titular, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Colombia. ¹s.gonzalez142@uniandes.edu.co, ²cd.montes1256@uniandes.edu.co, ³jsaldarr@uniandes.edu.co

RESUMEN:

El transporte de partículas en sistemas de alcantarillado es una variable importante en su diseño. Distintas normativas a nivel mundial han definido límites de autolimpieza (velocidad mínima y esfuerzo cortante mínimo) para evitar el asentamiento y posterior cementación de los sedimentos en el lecho de las tuberías. El presente trabajo busca encontrar el límite donde la restricción de autolimpieza no afecte el diseño optimizado del alcantarillado, es decir el límite donde sin importar cuál de las restricciones de autolimpieza se escoja el costo final del diseño optimizado es el mismo. Se evalúan distintas pendientes del terreno en conjunto con distintos criterios de autolimpieza. Se encontró que existe una relación límite entre el caudal de diseño y la pendiente del terreno que define la variabilidad de los costos finales en función de las restricciones de autolimpieza.

ABSTRACT:

Sediment transport in sewer systems is a critical variable in the design of the network. Several water utilities have included self-cleansing restrictions (minimum velocity and minimum shear stress) to avoid deposit and cementation of particles at the bottom of the pipe. This work aims to find the limit where the self-cleansing restrictions does not affect the optimal design of the network, i.e. the limit where the final cost of the network is the same for any self-cleansing criteria. Several terrain slopes are evaluated together with different self-cleansing criteria. It was found that there is a limit relationship between the design flow rate and the terrain slope that defines the variability of the final costs based on the self-cleansing restrictions.

PALABRAS CLAVES: Criterios de autolimpieza; Diseño optimizado; Redes de drenaje urbano.

INTRODUCCIÓN

En un principio los sistemas de alcantarillado fueron concebidos como estructuras hidráulicas que permitieran la evacuación rápida de las aguas grises y negras sin tener en cuenta el posible impacto en el cuerpo receptor. Con el paso del tiempo esta idea se fue modificando y hoy en día los alcantarillados se ven de forma integral tomando en cuenta todas las partes involucradas: la red de drenaje urbano (objeto de la investigación), la planta de tratamiento (no siempre necesaria) y el cuerpo receptor. Al estudiar y diseñar el sistema de drenaje como un complemento de las tres partes mencionadas se garantiza el buen funcionamiento y la armonía del sistema integrado permitiendo una evacuación ya no únicamente rápida sino segura tanto para las personas como para el medio ambiente.

El presente trabajo busca encontrar el límite donde la restricción de autolimpieza no afecte el diseño optimizado del alcantarillado, es decir el límite donde sin importar cuál de las restricciones de autolimpieza se escoja el costo final del diseño optimizado es el mismo. Lo anterior se evalúa para diferentes pendientes del terreno teniendo en cuenta restricciones tradicionales y la restricción recomendada por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE, por sus siglas en inglés) denominada Tractive Force la cual, por medio de una ecuación, conociendo pocas características de los sedimentos, permite encontrar el esfuerzo cortante mínimo requerido para mover una partícula de arena de un diámetro específico (Enfinger et. al, 2010). Adicional al límite mencionado anteriormente, también se encuentra el mínimo caudal que permite un diseño factible para cada una de las restricciones de autolimpieza al cambiar la pendiente promedio del terreno (límite inferior). Lo anterior permite establecer un rango de pendientes del terreno y caudales a partir de los que cada restricción puede ser utilizada.

MARCO TEÓRICO

Las restricciones de autolimpieza presentes en la literatura se separan en tres grupos principales, según la clasificación realizada por Vongvisessomjai et al. (2010): No-depósito de sedimentos, Movimiento de sedimentos existentes en el lecho de la tubería y pendiente de energía. El primer grupo, no-depósito de sedimentos, se caracteriza por establecer un valor de esfuerzo cortante o velocidad mínima para evitar el depósito de sedimentos en el lecho de la tubería. En esta primera clasificación se incluyen los criterios tradicionales de autolimpieza. Una recopilación de los valores tradicionales fue realizada por Vongvisessomjai et al. (2010), quien recolectó el trabajo de Nalluri, Ghani and El-Zaemy (1994) and Ashley et al. (2004). Estos se complementaron según lo propuesto por Montes et al. (2016) y se presentan en la Tabla 1.

Dentro del grupo se establecen tres sub-grupos que comparten la característica descrita anteriormente donde se destaca la ecuación de Macke (1982) (ver Ecuación [1]), la ecuación de May (1993) y las restricciones tradicionales (velocidad mínima y esfuerzo cortante mínimo) presentadas anteriormente.

$$C_{\nu} = 0.0303 \left(\frac{D^2}{A}\right) \left(\frac{d}{D}\right)^{0.6} \left[1 - \frac{\nu_t}{\nu_l}\right]^4 \left[\frac{\nu_l^2}{gD(SG-1)}\right]^{1.5}$$
[1]

donde C_v es la concentración volumétrica de sedimentos, D el diámetro de la tubería, A el área de la sección transversal; d el diámetro de la partícula; v_t la velocidad límite de movimiento; v_l la velocidad de autolimpieza; g el coeficiente de aceleración de la gravedad y SG la densidad relativa de los sedimentos.

Fuente	País	Tipo de Sistema	v _{min} [m/s]	τ _{min} [Pa]
Lysne (1969)	USA	All	-	2.0-4.0
ASCE (1970)	USA	WW SW	0.6 0.9	-
Yao (1974)	USA	SW WW	-	3.0-4.0 1.0-2.0
Minister of Interior (1977)	France	WW C	0.3 0.6	-
British Standard BS 8001 (1987)	UK	SW C	0.75	-
Instituto Ecuatoriano de Normalización (1992)	Ecuador	WW SW	0.45	-
European Standard EN 752-4 (1997)	Europe	All	0.7	-
ATV-DVWK-Regelwerk (2001)	Germany	All	Depende del diámetro de la tubería	-
Great Lakes (2004)	USA	WW	0.6	-
Comisión Nacional del Agua (2007)	Mexico	SW WW	0.6 0.3	-
Instituto Boliviano de Normalización y Calidad (2007)	Bolivia	WW SW and C	-	1 1.5
Empresas Públicas de Medellín (2009)	Colombia	WW SW and C	0.45 0.75	1.5
Colombia. Ministerio de Vivienda, Ciudad y Desarrollo (2012)	Colombia	WW SW and C	0.45 0.75	1.5 3

Tabla 1. – Criterios tradicionales de autolimpieza en distintas normativas a nivel mundial.

Nota: WW=Agua residual, SW=Agua lluvia, C=Combinado.

El segundo grupo, movimiento de sedimentos existentes en el lecho de la tubería, se caracteriza por establecer restricciones de velocidad o esfuerzo cortante que permitan el movimiento de sedimentos que ya se encuentren depositados en el lecho de la tubería. Este mecanismo puede ser por movimiento incipiente o por transporte de sedimentos. Dentro de este grupo se destaca la ecuación de Novak & Nalluri (1975) para movimiento incipiente, el cual es función de las variables (v_l , g, d, SG) mencionadas anteriormente y del radio hidráulico (R).

$$\frac{v_l}{\sqrt{gd}} = 0.61(SG - 1)^{0.5} \left(\frac{d}{R}\right)^{-0.27}$$
[2]

Por último, dentro del grupo pendiente de energía, se destaca el método Tractive Force recomendado por la ASCE en el cual se emplea la ecuación de Raths-McCauley (1962) para calcular el esfuerzo cortante mínimo (τ_c) requerido para transportar una partícula de arena de un tamaño específico (d).

$$\tau_c = 0.867 d^{1.5}$$
[3]

METODOLOGÍA

Para entender de una mejor forma el efecto de las restricciones de autolimpieza en las redes de drenaje urbano se utiliza el programa desarrollado por Duque (2013), el cual analiza el diseño de una serie de alcantarillado por medio de teoría de grafos donde el problema de diseño (elección del diámetro y la pendiente óptima) se aborda como un problema de optimización, conocido como el problema de ruta más corta. Por medio del algoritmo de Bellman-Ford el programa resuelve el

problema de optimización encontrando la combinación óptima de diámetro y pendiente en cada tramo de la serie cumpliendo todas las restricciones de diseño al menor costo. El programa de Duque (2013) permite realizar múltiples veces el diseño de una serie de alcantarillado cambiando características topológicas o de diseño (pendiente de los tramos, material, diámetros disponibles, restricciones de diseño, etc.). Una de las entradas más importantes en el programa es la ecuación de costos, la cual resulta ser la función objetivo que se busca minimizar siendo esencial para la búsqueda de los diámetros y las pendientes óptimas.

Se utilizan dos ecuaciones de costo que permiten estimar el costo final de la construcción de un tramo de alcantarillado en función del diámetro, longitud de la tubería y el volumen de excavación. La primera ecuación es la planteada por Navarro (2009) (Ecuación [4]) y la segunda es la ecuación planteada por Maurer (2013) (Ecuación [5]):

$$C_{TOTAL} = k(9579.31 * D^{0.5737} * l + 1163.77 * V^{1.31})$$
[4]

$$C_{TOTAL} = (\alpha(h) + \beta) * l$$
[5]

donde C_{TOTAL} es el costo total de una tubería de la red de alcantarillado, k un factor de conversión de pesos de diciembre de 2007 a la fecha actual; l la longitud de la tubería; V el volumen de excavación; α el coeficiente de costo relacionado con la profundidad; h la profundidad promedio de la tubería y β el costo fijo como función del diámetro.

CASO DE ESTUDIO

Con el fin de evaluar la variabilidad del costo del diseño optimizado en redes de drenaje urbano, se emplean distintos parámetros de entradas al modelo: topología de las series, criterios de autolimpieza y diámetros comerciales disponibles.

Las restricciones de autolimpieza seleccionadas corresponde a los criterios tradicionales de diseño presentados en la Tabla 1 y a la metodología *Tractive Force* sugerida por la ASCE, suponiendo un diámetro de partícula de 1 mm, según las recomendaciones del manual *Gravity Sanitary Sewer Design and Construction* (Bizier, 2007). Los criterios empleados son los siguientes:

Criterio	Valor	Fuente
Velocidad	0.30 m/s	Minister of Interior (1977)
Velocidad	0.45 m/s	Colombia. Ministerio de Vivienda, Ciudad y Desarrollo (2012)
Velocidad	0.60 m/s	ASCE (1970)
Esfuerzo cortante	0.87 Pa	Tractive Force (Bizier, 2007)
Esfuerzo cortante	1.00 Pa	Instituto Boliviano de Normalización y Calidad (2007)
Esfuerzo cortante	1.50 Pa	Instituto Boliviano de Normalización y Calidad (2007)
Esfuerzo cortante	2.00 Pa	Colombia. Ministerio de Vivienda, Ciudad y Desarrollo (2012)

Tabla 2. – Criterios de autolimpieza empleados en el análisis.

En lo referente a la topología de las series, se emplearon cuatro pendientes promedio del terreno: 0.105%, 0.184%, 0.263% y 1.208%. En cada tipo de pendiente se varió el número de tuberías y consecuentemente la longitud total. Además, se varía el tipo de inicio de la serie (subida, bajada o plano), por lo cual se tienen en total 28 series, tal como se puede observar en la Tabla 3.

Finalmente, los diámetros de 150, 200, 250, 300, 350, 400, 450, 500, 600, 700, 800, 900, 1000, 1100, 1200, 1300, 1400, 1500, 1600, 1700, 1800, 1900, 2000 y 2150 mm se toman para los diseños. Esto se hizo tanto para los diseños en PVC (coeficiente de rugosidad de Manning, n de 0.009 y rugosidad absoluta k_s de 0.0015 mm) como en concreto (n de 0.013 y k_s de 0.3 mm).

Pendiente del Terreno	Serie	Inicio	Longitud [m]	No. Tuberías
	1	Subida	950.3	12
	2	Bajada	1103.5	15
	3	Subida	909.8	12
0.105%	4	Plano	1180.9	16
	5	Subida	839.2	11
	6	Bajada	909.8	12
	7	Bajada	803.4	11
	1	Subida	871.6	11
	2	Bajada	701.2	10
	3	Bajada	781.6	11
0.184%	4	Subida	729.9	9
	5	Plano	909.8	12
	6	Subida	950.3	12
	7	Bajada	803.4	11
	1	Bajada	1180.9	16
	2	Bajada	968.1	12
	3	Plano	1099	16
0.263%	4	Subida	1007.8	13
	5	Bajada	1159.3	17
	6	Bajada	1007.8	13
	7	Subida	950.3	12
	1	Subida	950.3	12
	2	Bajada	863.9	11
	3	Bajada	950.3	12
1.208%	4	Subida	1042.2	14
	5	Plano	823.1	10
	6	Subida	950.3	12
	7	Bajada	803.4	11

Tabla 3. – Series de diseño para distintas pendientes del terreno.

Además de las variables definidas anteriormente, se deben establecer los límites superior e inferior de los diseños optimizados. El primer límite, el inferior, define el delta de caudal promedio $(\Delta \bar{Q})$ desde el que se presenta un diseño factible para cada uno de los criterios de autolimpieza seleccionados. Este parámetro se define mediante la siguiente expresión:

$$\Delta \bar{Q} = \frac{\sum_{i=1}^{n} (Q_{i+1} - Q_i)}{n}$$
[6]

donde Q_{i+1} es el caudal del nodo siguiente; Q_i el caudal del nodo y n el número de nodos de la serie. Este límite inferior define el $\Delta \overline{Q}$ mínimo desde el cual un diseño con una profundidad máxima de cinco metros es factible para cada uno de los criterios de autolimpieza seleccionados.

Adicionalmente, el límite superior se define como el delta de caudal promedio límite donde todos los criterios seleccionados presentan un costo similar. Es decir, el límite superior define el delta caudal promedio en el cual los criterios de autolimpieza no afectan el costo final del diseño optimizado de la serie de alcantarillado.

Una vez definida la metodología de diseño, las restricciones de autolimpieza, las distintas series de drenaje y los diámetros comerciales, se procede a realizar el diseño para cada serie. Estos diseños cumplirán con las restricciones de autolimpieza y según la restricción de velocidad mínima o esfuerzo cortante mínimo, la pendiente del terreno y el caudal de ingreso a cada nodo de la serie, se tendrán diferencias en los costos finales.

RESULTADOS

Al aplicar la metodología mencionada previamente, se obtiene una gran cantidad de diseños necesarios para encontrar los diferentes $\Delta \bar{Q}$ para los límites superior e inferior. Estos se obtuvieron para tuberías en PVC y concreto, empleando las funciones de costo propuestas.

Para una pendiente promedio del terreno de 0.105% en concreto, utilizando la ecuación de Navarro (2009), se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 4. - $\Delta \overline{Q}$ límite inferior y superior para un pendiente promedio del terreno de 0.105% en una tubería	ı de
concreto.	

Serie	$\Delta \overline{oldsymbol{Q}}$ límite	$\Delta \overline{Q}$ límite inferior [m ³ /s]					
	superior [m ³ /s]	$\tau = 2.0$ Pa	τ = 1.5 Pa	au = 1.0 Pa	v = 0.6 m/s	v = 0.45 m/s	v = 0.3 m/s
1	0.0200	0.0027	0.0013	0.0005	0.0009	0.0004	-
2	0.0103	0.0024	0.0011	0.0005	0.0008	0.0003	-
3	-	0.0038	0.0019	0.0007	0.0012	0.0005	0.0002
4	0.0100	0.0028	0.0013	0.0005	0.0008	0.0003	-
5	0.0106	0.0020	0.0010	0.0004	0.0008	0.0003	-
6	0.0105	0.0024	0.0012	0.0005	0.0009	0.0003	-
7	0.0066	0.0018	0.0009	0.0004	0.0007	0.0003	-

Se observa, para el límite superior, que los valores obtenidos varían en un amplio rango desde los 6.6 hasta los 20 L/s. Igualmente, para el límite inferior, al ser ésta pendiente la más baja, la mayoría de las restricciones cuentan con límite, excepto por la restricción de velocidad superior a 0.3 m/s donde en la mayoría de las series el valor del límite es inferior a 0.1 L/s.

Con estos resultados, y sumados a los obtenidos para las otras pendientes del terreno, se pueden elaborar gráficos de dispersión para identificar la tendencia de los límites de autolimpieza en función de los caudales y las pendientes del terreno. Por ejemplo, la gráfica de límite superior e inferior para una tubería en concreto que tenga una restricción de esfuerzo cortante mínimo de 2.0 Pa es la siguiente:



Figura 1. – Tendencia del límite inferior para una restricción de autolimpieza de 2.0 Pa en una tubería de concreto.

La figura anterior muestra un comportamiento que se ajusta a una ecuación potencial entre el caudal de la tubería y la pendiente del terreno. Al unificar todos los resultados, se obtienen las siguientes figuras:



Figura 2. – Tendencia del límite inferior para una tubería en PVC.



Figura 3. – Tendencia del límite inferior para una tubería en concreto.

De las figuras anteriores se puede observar el límite de las restricciones de autolimpieza en el diseño optimizado de series de alcantarillado. Como es de esperar, la restricción de 2.0 Pa es la más alta seguida por la restricción de 1.5 Pa y la velocidad mínima de 0.6 m/s. Estas figuras anteriores son útiles, puesto que permiten de forma preliminar identificar si el diseño de una serie es factible. Por ejemplo, si se tiene una combinación de 0.2% de pendiente del terreno y una diferencia de caudal de 0.001 m³/s y se desea diseñar con un criterio de 2.0 Pa, la solución no será factible, puesto que no existirá una solución que cumpla las restricciones, tanto de autolimpieza como de excavación máxima.



De igual forma, se pueden realizar los mismos análisis para el límite superior. En esta ocasión se analiza el comportamiento del límite como una función del tipo de arranque que se tenga (subida, bajada o plano). Los resultados se pueden observar en la siguiente figura:

Figura 4. – Tendencia del límite superior en una tubería de PVC, empleando la ecuación de Navarro (2009).





En este caso, estas figuras de límite superior muestran el comportamiento de las restricciones de autolimpieza en el diseño optimizado de series de tuberías de alcantarillado. Si se tiene una combinación de pendiente del terreno y diferencia de caudal promedio que esté por encima de las líneas punteadas, el costo final de la red no se verá modificado por el criterio de autolimpieza empleado. Por ejemplo, si se tiene un terreno con una pendiente de 0.6% y una diferencia de caudal de 0.016 m³/s, no importa el criterio de autolimpieza que se utilice, el costo final de la red siempre será el mismo. Caso contrario, si se está por debajo de la línea punteada (según sea el caso) el costo final será diferente según la restricción de autolimpieza empleada.

CONCLUSIONES

Al analizar la relación límite entre los criterios de autolimpieza y el diseño optimizado de alcantarillados en función del caudal y la pendiente se encontraron dos parámetros importantes que describen el límite. Por un lado el $\Delta \bar{Q}$ límite inferior muestra el límite desde el que se tiene un diseño factible para las restricciones de autolimpieza analizadas, mientras el $\Delta \bar{Q}$ límite superior es el límite desde el cual no importa la restricción de autolimpieza que se utilice el costo final del diseño optimizado es el mismo. Se encontró que la tendencia de los dos límites depende del inicio de la serie donde el comportamiento del límite cambia dependiendo si la serie inicia en subida, plano o en bajada.

En el caso del límite superior el cambio de la ecuación de costo sí afecta el comportamiento del límite. Los valores del límite cambian al diseñar en PVC con la ecuación de costo de Navarro y al usar la ecuación de costo de Maurer. Esto se debe a que la ecuación de costo de Navarro le da mayor importancia al costo de la tubería mientras la ecuación de costo de Maurer le da mayor importancia al costo de la excavación lo que produce un cambio en los diseños optimizados donde estos se comportan de formas muy diferentes; uno optimizando el costo de la tubería (aumentando la pendiente de una tubería en vez de aumentar el diámetro) y otro optimizando el costo de excavación (aumentando el diámetro de la tubería y no aumentando la pendiente). El cambio en la optimización genera una modificación en el comportamiento del criterio de convergencia lo que produce valores diferentes para el límite superior al utilizar una nueva ecuación de costos.

Las figuras presentadas permiten a priori conocer si el diseño de una nueva serie de tuberías de alcantarillado tendrá diferencias en su costo final si se emplean las restricciones de autolimpieza. La combinación de pendiente del terreno y diferencia de caudal determina, en primer lugar si el diseño es factible, y en segundo lugar si las restricciones de autolimpieza serán una variable a considerar en el diseño.

REFERENCIAS

Ackers, P. (1991). *Sediment Aspects of Drainage and Outfall Design*. Proceedings of the International Symposium on Environmental Hydraulics, Balkema, Rotterdam, The Netherlands.

American Society of Civil Engineers (ASCE). Water pollution control federation. (1970) *Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers*. No. 37. American Society of Civil Engineers Manuals and Reports on Engineering Practices.

Ashley, R., Bertrand-Krajewski, J., Hvitved-Jacobsen, T. & Verbanck, M. (2004). Solids in Sewers. Scientific and Technical Report Series. IWA Publishing.

ATV-DVWK-Regelwerk. (2001). *Hydraulische Dimensionierung Und Leistungsnachweis von Abwasserkanalen Und-Leitungen*. AVT-DVWK-A 110.

Bizier, P., ed. (2007). *Gravity Sanitary Sewer Design and Construction*. Second Edi. Reston, VA: American Society of Civil Engineers.

British Standard Institution. (1987). Sewerage-Guide to New Sewerage Construction BS8005 Part 1.

Colombia. Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio. (2012). Reglamento Técnico Del Sector de Agua Potable Y Saneamiento Básico: TÍTULO D. Sistemas de Recolección Y Evacuación de Aguas Residuales Domésticas Y Aguas Lluvias. Edited by Viceministerio de Agua y Saneamiento Básico. Bogotá, DC.

Comisión Nacional del Agua. (2007). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado Y Saneamiento*. Edited by Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales. Coyoacán, México, D.F.

Duque, N. (2013). *Diseño Optimizado de Series de Tuberías en Sistemas de Alcantarillado.* Bogotá: Universidad de los Andes. **Empresas Públicas de Medellín**. (2009). *Guía Para El Diseño Hidráulico de Redes de Alcantarillado*. Medellín.

Enfinger, K. & Mitchell, P. (2010). Scattergraph Principles and Practice: Evaluating Self-Cleansing in Existing Sewers Using the Tractive Force Method. World Environmental and Water Resources Congress, Rhode Island, USA.

European Standard EN 752-4. (1997). Drain and Sewer System Outside Building: Part 4. Hydraulic Design and Environmental Considerations. Brussels: CEN (European Comitte for Standardization).

Great Lakes. (2004). *Recommended Standars for Wastewater Facilities*. Health Research Inc., Health Education Services Division.

Instituto Boliviano de Normalización y Calidad. (2007). *Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario Y Pluvial (NB 688)*. Edited by Ministerio del Agua Viceministerio de Servicios Básicos.

Instituto Ecuatoriano de Normalización. (1992). *CPE INEN 005-9-1 (1992): Código Ecuatoriano de La Construcción C.E.C. Normas Para Estudio Y Diseño de Sistemas de Agua Potable Y Disposición de Aguas Residuales Para Poblaciones Mayores a 1 000 Habitantes*" 1: 293.

Lysne, D. (1969). *Hydraulic Design of Self-Cleaning Sewage Tunnels*. Journal of the Sanitary Engineering Division of the American Society of Civil Engineers, Vol. 95, No. 1, pp. 17–36.

Macke, E. (1982). About Sedimentation at Low Concentrations in Partly Filled Pipes. Mitteilungen, Leichweiss Institut fur Wasserbau der Technischen Universitat Braunschweig, Heft 71, 1-151.

Maurer, M., Scheidegger, A. & Herlyn, A. (2013). *Quantifying Costs and Lengths of Urban Drainage Systems with a Simple Static Sewer Infrastructure Model*. Urban Water Journal, 268-280.

May, R. (1993). Sediment Transport in Pipes and Sewers with Deposited Beds. Hydraulic Research Ltd.

Minister of Interior. (1977). *Instruction Technique Relative Aux Réseaux D'assainissement Des Agglomerations*. IT 77284 I. Paris, France: Minister of interior: circulaire interministerielle.

Montes, C., Bohórquez, J., Borda, S. & Saldarriaga, J. (2016). *Criteria of Minimum Shear Stress vs Minimum Velocity for Self-Cleansing Sewer Pipes Design*. XVIII International Conference on Water Distribution Systems, Cartagena, Colombia.

Nalluri, C., Ghani, A. & El-Zaemey, A. (1994). Sediment Transport over Deposited Beds in Sewers. Water Science and Technology, Vol 29, No. 1-2, pp. 125-133.

Navarro, I. (2009). *Diseño Optimizado de Redes de Drenaje Urbano*. Bogotá: Universidad de los Andes.

Novak, P. & Nalluri, C. (1975). *Sediment Transport in Smooth Fixed Bed Channels*. Journal of the hydraulic Division of the American Society of Civil Engineers, 113-1154.

Raths, C. & McCauley, R. (1962). Deposition in Sanitary Sewer. Water Sewer Works, 192-197.

Vongvisessomjai, N., Tingsanchali, T. and Babel, S. (2010). *Non-Deposition Design Criteria for Sewers with Part-Full Flow.* Urban Water Journal, Vol. 7, No. 1, pp. 61-77.

Yao, K. (1974). *Sewer Line Design Based on Critical Shear Stress*. Journal of the Environmental Engineering Division. Vol. 100, No. 2, pp. 507–520.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

SOLUÇÃO INTEGRADA DE RECUPERAÇÃO DE OBRA EM GABIÕES EM AMBIENTES AGRESSIVOS URBANOS

Luciana Vasques Correia da Silva UNICAMP, Brasil, luvasques@gmail.com Fausto Batista, Sandra Mayumi Mishima Brasil, fausto@kf2engenharia.com.br, sandra@kf2engenharia.com.br

RESUMO:

Recuperar e garantir a funcionalidade de obras já desenvolvidas e executadas com o menor manejo ambiental possível deverá ser uma vertente da engenharia de infraestrutura a ser explorada e desenvolvida por meio de linhas de pesquisa cada vez mais avançadas.

Este artigo tem a despretensiosa função de apresentar um estudo de caso em que, dentre as varias alternativas possíveis de intervenção, prevaleceu uma solução melhor ajustada aos condicionantes técnicos, econômicos e ambientais, aliando as mais novas tecnologias dos materiais constituintes das obras de drenagem urbana, que, a cada dia que passa, precisam atender a uma demanda crescente de deterioração das águas urbanas, fenômeno infelizmente observado em grande parte dos países em desenvolvimento.

Por meio de análises químicas, foi constatado o poder agressivo de compostos na água. Também foram realizados testes de resistência do fio pertencente à malha de gabiões existente e, por derradeiro, a verificação da estabilidade global da solução em se reforçar o gabião existente com gabião caixa polimac.

A evolução de soluções integradas como esta são esperadas ao longo do tempo, conjugando a aplicação de materiais mais adaptados a severidade das águas, possibilitando economia, rapidez e menor manejo ambiental.

ABSTRACT:

Recovering and guaranteeing the functionality of works already developed and executed with the least possible environmental management should be an aspect of infrastructure engineering to be explored and developed through increasingly advanced lines of research.

This article has the unpretentious function of presenting a case study in which, among the several possible alternatives of intervention, a solution better adjusted to the technical, economic and environmental constraints prevailing, combining the new technologies of the materials composing the urban drainage works, which, each passing day, need to meet a growing demand for urban water deterioration, a phenomenon unfortunately observed in most developing countries.

By means of chemical analysis, the aggressive power of compounds in the water was verified. Resistance testing of the existing gabion mesh wire was also performed and, finally, verification of the overall stability of the solution in reinforcing the existing gabion with polyolefin gabion.

The evolution of integrated solutions like this is expected over time, combining the application of materials more adapted to the severity of the waters, allowing for economy, speed and less environmental management.

PALAVRAS CHAVES: gabiões; recuperação de obras; drenagem urbana.

INTRODUÇÃO

A drenagem urbana pode ser entendida como o gerenciamento das águas pluviais que escoam no meio urbano. (Vaz, 2004). O avanço da urbanização apresenta como consequências o aumento de áreas impermeabilizadas, a ampliação da quantidade de efluentes domésticos, o uso de produtos químicos agrícolas e industriais no meio ambiente, gerando modificações nas características dos escoamentos superficiais urbanos.

As alterações das características da água, principalmente as biológicas, nos escoamentos superficiais urbanos apresentam quantidade significativa de organismos patogênicos que podem comprometer a qualidade de vida da população (Cruz et. al., 2007).

Os efluentes industriais com elevadas cargas de metais, matéria orgânica, agrotóxicos e produtos químicos podem ser encontrados no escoamento superficial em redes de drenagem, que acabam percorrendo longos trechos quando aderidos aos sólidos em suspensão ou sedimentam no leito do curso d'água (Rodrigues et. al., 2013).

Righeto et. al. (2017) relata que a qualidade da água pluvial no que se refere ao aspecto sanitário pode ser verificada por parâmetros de demanda bioquímica de oxigênio (DBO) e de sólidos suspensos totais (SST).

A necessidade do atendimento aos aspectos sanitário é evidente, evitando a deterioração da qualidade das águas urbanas e colaborando tanto na durabilidade bem como na segurança do funcionamento das obras de drenagem.

Outro aspecto relevante é a aplicação do conceito de obras de drenagem de baixo impacto e harmônico com o meio.

Nestes dois casos, a utilização de uma estrutura de proteção de margens contínua flexível, tipo gabião apresenta uma solução eficaz.

A estrutura de gabião é composta por uma tela de aço revestida ou não e preenchida com pedras apresentando resistência hidráulica e estabilidade geotécnica das margens. Sendo que, o revestimento plástico na tela do gabião garante uma melhora significativa na eficiência de sua função, (Brighetti, 2001).

Portanto, devido ao aumento da agressividade das águas urbanas, que percorrem as obras de drenagem é primordial encontrar novas tecnologias com menor impacto ambiental e maior durabilidade.

ESTUDO DE CASO

O estudo de caso em questão encontra-se no Córrego Itaim, Cidade de São Paulo, SP, Brasil. A bacia hidrográfica, com área de 720,62 ha, contribuindo com uma vazão de pico da ordem de $111,67 \text{ m}^3$ /s (TR = 100 anos conforme Legislação Estadual) apresenta densa urbanização, sendo que seu leito sofre todos os nocivos efeitos das águas agressivas e poluídas, típicas em áreas urbanas sem o devido manejo adequado das águas servidas, cargas difusas, etc.

A bacia hidrográfica do Córrego Itaim possui um uso e ocupação misto, composto de grande presença de indústrias, áreas densamente urbanizadas ocupadas por moradias precárias ribeirinhas e áreas verdes.

A seção em estudo possui largura média de 7,00m, sendo que a margem esquerda possui revestimento em gabiões caixa, em altura de 4,50m e a margem direita está sem revestimento, em seção trapezoidal, com altura variável.

Destaca-se, porém, que, em trecho de aproximadamente 300,00m de extensão, a margem revestida em gabiões está comprometida, principalmente em virtude da corrosão da malha. Este diagnóstico poderá desencadear uma instabilidade geotécnica da estrutura, com perdas materiais a uma indústria ribeirinha e pondo em risco vidas humanas. As Figuras 1. e 2., a seguir, mostram as condições gerais do Córrego Itaim atualmente:



Figura 1. – Imagem (para montante) da seção típica do Córrego Itaim, São Paulo, Brasil.



Figura 2. – Imagem (para jusante) da seção típica do Córrego Itaim, São Paulo, Brasil.

Pode-se verificar pela Figura 1. que o muro de gabião caixa está consolidado e, pelo menos em seu aspecto visual, apresenta estabilidade. Pela Figura 2., com vista para jusante, observa-se a quantidade de vegetação densa que cresceu acima do gabião existente e no talude logo acima do mesmo.

A Figura 3. identifica, em detalhe, a malha do gabião metálico (sem revestimento) existente. Numa vistoria in loco, foi diagnosticado duas condições básicas no trecho. Gabião caixa metálico íntegro, sem deformações e patologias e gabião caixa metálico com deformações e corrosão dos fios e malhas. Fato importante a ser destacado é que em margens de rios e córregos o material dos gabiões caixa devem, necessariamente, possuir revestimento contra abrasão e corrosão.

Durante a vistoria in loco pode-se sentir um forte odor de esgoto bem como presença de materiais heterogêneos, sacos plásticos, garrafas pet, madeira e pedras soltas que o caracteriza como um curso d`água poluído e sem vida.



Figura 3. – Detalhe do gabião caixa metálico existente do Córrego Itaim, São Paulo, Brasil.



Figura 4. – Vista geral do gabião Caixa, a partir da margen oposta do Córrego Itaim, São Paulo, Brasil.

Após a vistoria in loco, foi realizado o levantamento planialtimétrico cadastral do referido córrego e seu entorno próximo, bem como de todas as interferências. Também foram realizadas 05 (cinco) sondagens à percussão para subsidiar os parâmetros geotécnicos de estabilidade.

Por meio do programa MACSTARS® 2000, foram simuladas as verificações de estabilidade da estrutura existente. O referido programa, desenvolvido pela Maccaferri e largamente utilizado por projetistas para este fim, utiliza as verificações de estabilidade pelo Método do Equilíbrio Limite para verificação de estabilidade de estruturas e de taludes usando unidades de reforço capazes de absorver as tensões de tração.

Este projeto foi elaborado com base nos critérios e requisitos exigíveis para o estudo e controle da estabilidade de taludes, detalhados na Norma ABNT NBR 11682/2009 – Estabilidade de Encostas, abrangendo as condições para estudo, projeto, execução e controle e observação de obras de estabilização, bem como na experiência dos técnicos da projetista em projetos similares.

Foram seguidas também diretrizes específicas para o projeto em questão referente à verificação de estabilidade com base nos esforços atuantes de resistência ao cisalhamento e as condições do solo de suportar carga e conservar sua estabilidade, levando em consideração as
características hidráulicas de resistência do talude quanto de nível d`água, velocidade de fluxo de água e de arraste de partículas e possíveis solapamento de margem devida a erosões.

Com base nos perfis das sondagens e em nossa experiência em solos similares foram adotados os parâmetros geomecânicos, sempre considerando algum grau de conservadorismo em razão da grande erraticidade destes materiais.

A Figura 5., abaixo, representa a seção crítica de verificação de estabilidade da estrutura existente. O fator de segurança global pelo método de cálculo rígido foi de 1,403 (com base em 480 superfícies analisadas).



Figura 5. - Verificação de estabilidade global do gabião existente (MACSTAR 2000).

Outros parâmetros de verificação, tais como verificação ao tombamento, verificação como muro, estabilidade interna e pressão na fundação forneceram dados conservadores e dentro do tolerável pela Norma.

Considerando o nível de segurança ALTO, o fator de segurança mínimo a ser adotado na metodologia apresentada na Norma ABNT NBR 11.682/2009 é de 1,50. Desta forma conclui-se por derradeiro que o muro encontra-se instável do ponto de vista da verificação da estabilidade global.

Dentre todas as alternativas de recuperação, partindo-se desde a clássica metodologia de refazimento do gabião, gerando cortes de terra consideráveis e interrupção de parte da produção industrial da empresa local, manejo considerável de espécies vegetais de grande porte a que representou melhor custo/benefício/efetividade e ambientalmente correta será descrita a seguir.

METODOLOGIA

Considerando a nova tecnologia de revestimento das malhas de gabião, com polietileno capaz de resistir onze vezes mais que o revestimento tradicional aos ataques químicos, tanto em meio ácido e alcalinos, foi simulado com auxílio do software MACSTARS® 2000 uma nova configuração, com base na seção existente, com reforço externo em gabião caixa de 1,00m de

largura e 4,00m de altura. Este gabião devidamente costurado à estrutura existente, possibilitará dentre outras condicionantes:

- Maior rigidez da estrutura, pois aumenta a base do muro;
- O fator de segurança global pelo método de cálculo rígido aumenta para 1,632, acima de 1,50 determinado em Norma;
- Aproveitamento da estrutura existente, recuperando e/ou substituindo somente as malhas e gabiões que estiverem danificados;
- Evitar a remoção de árvores de grande porte e arbustos. O refazimento total da estrutura impactaria na retirada de 31 árvores com diâmetro superior a 0,30m;
- Suprimir a movimentação de terra (cortes e aterros);
- Dotar a estrutura existente de um reforço utilizando a mesma técnica em gabiões caixa, porém utilizando o revestimento Polimac que resiste muito mais a ataques químicos de compostos identificados nas análises da água coletada no Córrego Itaim;
- Maior rapidez na execução da recuperação estrutural, intervindo menos ao meio ambiente;
- O revestimento polimérico Polimac, trabalhando na face externa e em contato permanente com a água garantirá maior durabilidade da estrutura, diminuição do tempo de oxidação, proteção contra danos mecânicos a aumento da resistência à abrasão (segundo o Fabricante, da ordem de 11 vezes maior que o revestimento normal), devido aos ambientes agressivos e com alto índice abrasivo;
- Menor geração de resíduos de construção inerentes em qualquer obra de infraestrutura;
- Menor impacto ao leito de intervenção, com menor transporte de sedimentos;
- Maior economia na obra como um todo, pois utiliza muito menos material e mão de obra;
- As duas camadas de gabião saco na parte inferior do reforço contribuirão com a estabilidade da estrutura e criará uma plataforma de deformação que funcionará afastando a possibilidade de erosão no pé do muro, (Fracassi, 2017)

A seguir é apresentada a seção crítica de verificação de estabilidade da estrutura reforçada na sua face externa.



Figura 6. – Verificação de estabilidade global do reforço no gabião existente (MACSTAR 2000).

Cabe destacar também alguns pontos importantes:

- Antes da execução do reforço, deverá ser realizada uma vistoria técnica de forma a realizar um inventário de toda estrutura em gabiões existente. Todas as malhas danificadas deverão ser substituídas antes da execução do reforço;
- A nova seção transversal com o reforço externo garante o escoamento da vazão de projeto, calculada para um TR de 100 anos, em função da diretriz de Outorga dos Recursos Hídricos, sob responsabilidade do DAEE - Departamento de Águas e Energia Elétrica, órgão do Governo Estadual.

A Figura 7., a seguir identifica a seção transversal da Estaca 5+0,00, seção crítica utilizada como parâmetro para o dimensionamento do reforço.





Com a execução do corta-rio, redirecionando o fluxo d'agua para a margem oposta, obtevese uma faixa seca para os serviços necessários. Partindo da facilidade que a solução em gabiões caixa proporciona para manutenção, foi proposto o refazimento de parte da estrutura existente em que a malha estava deteriorada pelo agentes agressivos e poluentes e o preenchimento de pedras faltantes nas gaiolas.

Foi executada a limpeza do leito e retirada de materiais heterogéneos e o lançamento de rachão agulhado numa faixa de 2,00m a partir da face do gabião existente. Foi lançado duas camadas de gabião saco, para fundação do gabião novo com revestimento em base de polietileno.

O novo gabião foi executado, costurando ao antigo recuperado, de forma a garantir sua estanqueidade e rigidez estrutural. Com o desfazimento da corta-rio, foi proposto o restabelecimento do leito natural bem como o retaludamento da margem oposta, que continuou sem revestimento. A Figura 8. a seguir, apresenta a solução final proposta:



Figura 8. – Seção transversal da solução proposta do Córrego Itaim, São Paulo, Brasil.

Cabe destacar que a solução proposta tinha como premissa básica somente a margem crítica, haja vista que a margem sem revestimento não apresentava patologias.

Concomitantemente, foram estudadas duas condições de contorno que poderiam influenciar na toma de decisão, tanto da solução em se aproveitar a estrutura existente quanto na necessidade de se utilizar ou não o revestimento das malhas de gabião, com polietileno capaz de resistir onze vezes mais que o revestimento tradicional aos ataques químicos. A primeira foi em se retirar uma amostra do gabião caixa metálico e, além da verificação visual verificar sua resistência à tração.

Análise da malha do gabião

O gabião caixa objeto do ensaio é de fabricação da extinta empresa Gabra (infelizmente não se obteve dados relativos a sua idade de implantação) e está apresentado na Figura 9.. Pode-se observar que a malha é metálica, sem revestimento e apresenta corrosão e pontos de esmagamento e rompimento.



Figura 9. – Amostra de malha de gabião caixa retirado do Córrego Itaim.

Foram selecionados cinco amostras de fio retirados da malha do estudo de caso, quatro amostras apresentaram características dentro dos padrões de resistência a tração (valor médio de 1.037 MPa) segundo a NBR 8964 – Arame de aço de baixo teor de carbono, zincado, para gabiões - e NBR 10514 – Redes de aço com malha hexagonal de dupla torça para confecção de gabiões.

Uma das amostras retirada da parte mais corroída da malha é que apresentou uma resistência a tração abaixo dos padrões de resistência (valor de 246,00Mpa), inclusive o rompimento do fio com um tempo ligeiramente menor. Os ensaios evidenciam que a presença de corrosão no fio da malha ocasionada pela agressividade do meio, em que a proteção continua flexível (gabião) pode levar ao colapso da estrutura.

Conclui-se que a proteção do fio que compõe a malha da estrutura é fundamental para manter as características da proteção contínua flexível em seu funcionamento pleno de forma satisfatória bem como os resultados dos ensaios à tração dentro do estabelecido em Norma caracterizam que é possível utilizar a estrutura existente, sendo necessária somente a substituição das malhas danificadas.

Análise da água do Córrego Itaim

O crescimento desordenado das cidades e a geração de resíduos com descarte totalmente inadequado resultam na formação de ambientes quimicamente agressivos (ácidos ou alcalinos), que comprometem o desempenho das estruturas em contato com esta água agressiva. Para evidenciar tal fenômeno tenha contribuído com a degradação prematura da estrutura em gabião foi coletada amostra da água corrente do Córrego Itaim a fim de se verificar a presença de compostos agressivos ao gabião, o teor de (Ph) e o índice de alcalinidade.

Para a coleta e os ensaios foi contratada a empresa GALTEC ENVIROLAB LTDA, com vasta experiência em ensaios ambientais. Foram verificadas a presença ou não dos seguintes compostos:

- Ácido Sulfúrico Presença ou ausência de Sulfato;
- Ácido Nítrico Presença ou ausência de série nitrogenada;
- Soda Cáustica Presença ou ausência de Sódio;
- Hidróxido de Potássio Presença ou ausência de Potássio;

- Amônia Líquida Presença ou ausência de Amônia
- Hidróxido de Cálcio Presença ou ausência de Cálcio;
- Índice de alcalinidade e
- Teor de Ph.

A Tabela 1., a seguir, apresenta a detecção dos compostos bem como seus valores. Como não são apresentados os valores máximos permitidos para comparação, pode-se fazer uma análise somente pela presença dos mesmos. Pode-se observar que todos os compostos foram detectados na amostra, o que evidencia o poder agressivo de suas águas aos materiais não preparados para suportá-los. Por exemplo, o ácido sulfúrico, muito utilizado em diversas aplicações industriais é extremamente corrosivo e oxidante. O revestimento malhas de gabião, com novo revestimento polimérico, segundo o fabricante, é capaz de resistir duas vezes mais que o revestimento tradicional. Da mesma forma o hidróxido de potássio comumente utilizado na indústria farmacêutica e de cosméticos é altamente corrosivo e, segundo o fabricante, é capaz de resistir a 100% de concentração, sendo que revestimento tradicional em pequena presença deste composto já começa a degradar.

Por derradeiro, as considerações quanto a presença de compostos agressivos e corrosivos nas águas dos córregos exigem que os materiais em contato com ela devam evoluir em sua tecnologia para fazer frente a estas agressões, preservando suas características mecânicas e de estabilidade global da estrutura.

Danâmatros	Norme/ Presedimente	Unidada	IO	VMD	Docultados
Farametros	Norma/ Procedimento	Unidade	LŲ	VIVIP	Resultatios
Sulfato Diluição: 5	USEPA300.1 rev 1:1997 POPDAM054 vs.11:2017	mg/L	0,500	NA	16,43
Nitrogênio Nítrico Diluição: 5	USEPA300.1 rev 1:1997 POPDAM054 vs.11:2017	mg/L	0,114	NA	< 0,570
Nitrogênio Nitroso Diluição: 5	USEPA300.1 rev 1:1997 POPDAM054 vs.11:2017	mg/L	0,003	NA	< 0,015
Nitrogênio amoniacal Diluição: 2	SMEWW 23 ^a Ed 2017 Método 4500- NH3D POPDAM016 vs.18:2017	mg NH3-N/L	0,055	NA	17,81
Nitrogênio Kjeldahl	SMEWW 23 ^a Ed 2017 Método 4500- Norg B POPDAM107 vs.10:2017	mg NH3-N/L	1,4	NA	23,1
Nitrogênio Orgânico	SMEWW 23° Ed 2017 Método 4500- Norg. B POPDAM108 vs.08:2017	mg NH3-N/L	1,6	NA	5,3
Nitrogênio Albuminóide Diluição: 20	SMEWW 23 ^a Ed 2017 Método 4500-NH3 B e F POPDAM037 vs.10:2017	mg NH3-N/L	0,018	NA	2,09
Nitrogênio Total	SMEWW 23 ^a Ed 2017 Método 4500- Norg B POPDAM107 vs.10:2017	mg N/L	1,5	NA	23,1
Sódio	SMEWW 23 ^a Ed 2017 Método 3030E USEPA 6010 C rev.03:2007 POPDAM060 vs.22:2017	mg/L	1,000	NA	51,0
Potássio	SMEWW 23 ^a Ed 2017 Método 3030E USEPA 6010 C rev.03:2007 POPDAM060 vs.22:2017	mg/L	1,000	NA	10,88
Amônia Diluição: 2	SMEWW 23 ^a Ed 2017 Método 4500- NH3D POPDAM016 vs.18:2017	mg NH3/L	0,067	NA	21,6
Cálcio	SMEWW 23 ^a Ed 2017 Método 3030E USEPA 6010 C rev.03:2007 POPDAM060 vs.22:2017	mg/L	1,000	NA	19
Alcalinade total	SMEWW 23 ^a Ed 2017 Método 2320 B POPDAM001 vs.19:2017	mg CaCO3/L	8,7	NA	176
Alcalinidade de bicarbonatos	SMEWW 23 ^a Ed 2017 Método 2320 B POPDAM001 vs.19:2017	mg CaCO3/L	8,7	NA	176
Alcalinidade de carbonatos	SMEWW 23 ^a Ed 2017 Método 2320 B POPDAM001 vs.19:2017	mg CaCO3/L	8,7	NA	< 8,7
Alcalinidade de hidróxidos	SMEWW 23 ^a Ed 2017 Método 2320 B POPDAM001 vs.19:2017	mg CaCO3/L	8,7	NA	< 8,7

Tabela 1. - Resultado das análises da agua do Córrego Itaim, São Paulo, Brasil.

		-
Local da Coleta:	CORREGO ITAIU	Hora da Coleta: 09h19m
Data da Coleta:	07/06/2018	Responsável pela Coleta: Leandro Lima
Data do Recebimento:	07/06/2018	Identificação da amostra (Interno): 05732018
Descrição da Amostra:	AGUA BRUTA	Data de emissão do relatório eletrônico: 13/06/2018
Quantidade:	Satisfatória	Plano de Amostragem: 1546

Tabela 2. – Informações sobre a amostra.

Tabela 3. – Amostragem.

Parâmetros	Norma/ Procedimento	Unidade	LQ	VMP	Resultados
pH (a 25 °C)	NA	NA	NA	NA	6,37
Temperatura	NA	°C	NA	NA	19,8

Limite(s): Portaria de Consolidação Nº 5, anexo XX de 05 de Setembro de 2017 (Federal)

OBS:

1 - LQ: Limite Quantificação do Método;

2 – n.d.: não detectado;

3 – VMP: Valor Máximo Permitido;

4 - "-": Valor Não informado pela legislação e / ou norma.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

A proposta com solução de intervenção com reforço estrutural em Gabião Caixa com revestimento em base de polietileno costurado na face externa do gabião existente, forneceu maior rigidez à estrutura, recompondo trechos em gabião em mal estado, evitando qualquer manejo de vegetação bem como suprimindo a movimentação de terra (corte/aterro). A face externa do novo gabião estará apto a proporcionar a resistência aos agentes nocivos presentes nas águas urbanas, garantindo sua função estrutural e de proteção de margem, aumentando sua vida útil.

Com os ensaios à tração de fios da malha de amostra retirada do local pode-se verificar a possibilidade em se utilizar parte da estrutura existente e, reforçando-a em sua face com material em gabiões revestidos com base polimétrica de alta resistência à abrasão e corrosão.

A detecção de compostos agressivos e corrosivos como amônia liquida, alcalinidade de bicarbonatos, potássio, Sódio e Sulfato em proporções consideráveis nas águas do Córrego Itaim consubstanciam também a necessidade de utilização de materiais resistentes, revestidos com base polimétrica de alta resistência à abrasão e corrosão.

CONCLUSÃO

De maneira geral, apresenta-se aqui uma proposta de solução integrada de recuperação de obras em gabiões em ambientes agressivos urbanos, haja visto que situações como esta devem ser verificadas em muitas outras localidades.

A solução tem como premissa um conjunto de benefícios, tais como: Garantia da solução do ponto de vista geotécnico e de revestimento de margens; o aproveitamento dos materiais existentes; aumento da vida útil da solução atual; minimização de movimentos de terra (corte/aterro); menor descarte de materiais ao bota-fora; não intervenção em vegetações ribeirinhas; garantia do escoamento nas vazões de projeto, custos totais evidentemente menores.

Soluções aprimoradas desta são esperadas ao longo do tempo bem como no atendimento de outras situações e configurações de seções, relevo, etc.

REFERENCIAS

Brighetti, G., Martins, J. R. S. (2001). "*Estabilização e Proteção de Margens*". [Apostila PHD 2413 – Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária]. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Brasil.

Cruz, M. A. S., Souza, C. F., Tucci, C. E. M. (2007). "Controle da Drenagem Urbana no Brasil: Avanços e Mecanismos para sua Sustentabilidade". Proceedings of the ABRH XVII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, São Paulo, Brasil.

Fracassi, Gerardo (2017). "Proteção de rios com soluções Maccaferri". Editora Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil

Maccaferri (2017). "*Catálogo de Revestimento Polimérico de Alta Performance (POLIMAC)*". Jundiaí, SP, Brasil

Righetto, A. M., Gomes, K. M., Freitas, F. R. S. (2017). "Diffuse pollution of storm water runoff from an urban catchment" Eng. Sanit. Ambient, vol.22, n.6, pp.1109-1120. ISSN 1413-4152.

Rodrigues, L. C. De, Barbosa, S., Pazin, M., Maselli, B. D.S., Beijo, L.A., Kummrow, F. (2013). *"Fitotoxicidade e citogenotoxidade da água e sedimento de córrego urbano em bioensaio com Lactuca*

sativa". Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental, №10, V 17, Julho 2013, pp.1099-1108.

Vaz, V. B. (2004, maio). "*Drenagem Urbana*". Boletim Informativo do Núcleo de Pesquisa e Extensão em Gerenciamento de Recursos Hídricos, Nº 05, Ano VI, maio 2004, pp.1.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

APROVEITAMENTO DE VÁRZEAS PARA CONTROLE DAS INUNDAÇÕES URBANAS UTILIZANDO GABIÕES

Fausto Batista, Sandra Mayumi Mishima y Luciana Vasques Correia da Silva UNICAMP,Brasil fausto@kf2engenharia.com.br, sandra@kf2engenharia.com.br, luvasques@gmail.com

RESUMO

Compreender melhor o ambiente urbano é, sem dúvida, uma das formas pelas quais impactos no escoamento podem ser minimizados, traduzindo em economia nas obras e melhoria da qualidade de vida de seus habitantes.

Este artigo tem por finalidade apresentar uma solução técnica adotada em conjunto com sistemas convencionais em drenagem urbana para o afluente do Córrego Cintra, em São Paulo – S.P., Brasil, de forma a suscitar e colaborar com outras alternativas integradas em projetos similares. A solução consiste basicamente no aproveitamento de parte da várzea ainda preservada da bacia hidrográfica para a execução de dois pequenos barramentos em gabião caixa, de forma a criar uma área propícia ao amortecimento de picos de vazões, colaborando com a atenuação da ordem de 44% na vazão de pico.

Estas medidas podem ser uma grande aliada na prevenção e controle das inundações pois são de baixo custo, de fácil execução e não necessitam de desapropriações e remoções de famílias, além de serem efetivamente eficazes, podendo desempenhar importante papel complementar nos sistemas de drenagem tradicionais.

ABSTRACT:

A better understanding of the urban environment is undoubtedly one of the ways in which impacts on the outflow can be minimized, by transforming them into savings in the works and improvement of its inhabitants' quality of life.

This article aims to present a technical solution adopted in conjunction with conventional systems in urban drainage for the Cintra Stream affluent at São Paulo - S.P., Brazil, in order to collaborate with other alternatives integrated in similar projects. The solution consists basically in the use of part of the hydrographic basin's still preserved floodplain for the execution of two small bushes in a gabion box, in order to create an area favorable to the cushioning of peak flows, contributing with the attenuation of the order of 44 % in the peak flow.

These measures can be a great help in the prevention and control of floods because they are inexpensive, easy to implement and do not require expropriations and removals of families, besides being effective and can play an important complementary role to traditional drainage systems.

PALAVRAS CHAVES: inundações urbanas, drenagem urbana, aproveitamento de várzeas

INTRODUÇÃO

As inundações são fenômenos que ocorrem de forma natural, no entanto, a impermeabilização do solo e a ocupação das margens dos cursos d'água alteram as características da bacia, aumentando o volume do escoamento superficial, e consequentemente, a frequência das inundações (Tucci, 2005).

Conforme Porto, *et al.* (1997), as melhores soluções para os problemas relacionados ao controle de inundações são a integração entre os aspectos técnicos, políticos, legais e sociais, além de uma compreensão maior do ambiente urbano.

Dentro deste contexto, este artigo apresenta as alternativas e soluções para o afluente do córrego Cintra, localizado no município de São Paulo, com enfoque na utilização de gabiões, para aproveitamento de várzea para o controle de inundações, em contrato firmado e devido processo licitatório entre a Secretaria Municipal de Serviços e Obras da Prefeitura do Município de São Paulo e a KF2 Engenharia e Consultoria Ltda.

METODOLOGIA

O córrego Cintra, situa-se na Zona Oeste do Município de São Paulo, Brasil e possui uma bacia hidrográfica densamente urbanizada quase que em sua totalidade. O curso d`água principal encontra-se canalizado sob a Avenida Elísio Cordeiro de Siqueira. A área de estudo propriamente dita é seu afluente da margem esquerda e encontra-se paralelo à Rodovia Anhanguera e confinado pelo fundo das edificações existentes.

Para o projeto da bacia do córrego Cintra foram utilizadas as diretrizes do "Manual de Diretrizes Básicas para Projeto de Drenagem Urbana do Município de São Paulo", elaborado pela Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica (FCTH-USP, 1999) e atendidas as descrições de serviços do Termo de Referência do Contrato.

Inicialmente, foram elaboradas a planta de bacias contribuintes (área A= 49,53ha) e o levantamento planialtimétrico da área e seu entorno, contemplando o cadastro das redes de drenagem existentes, além dos cadastros de redes de água e esgoto gentilmente cedidos pelas concessionárias de serviços de infraestrutura urbana. A Figura 1. a seguir ilustra a bacia de contribuição e a localização da área de estudo.



Figura 1. - Planta de bacias e localização dos barramentos.

Uma das principais técnicas em drenagem urbana utilizadas para controle de inundações são os reservatórios de amortecimento. Eles substituem a função das áreas baixas alagadiças em que os cursos d'águas dispunham junto as suas margens, formando o que chamamos de calha secundária, inundada com maior intervalo de tempo. De uma forma geral os planos diretores em drenagem urbana dispõe desta ferramenta, concomitantemente com obras lineares e localizadas a fim de compor um sistema de drenagem eficiente. Porém, na sua grande maioria os reservatórios são projetados em concreto armado, em áreas ocupadas por moradias a serem desapropriadas, gerando conflitos do crivo habitacional. As várzeas urbanas não ocupadas representam um fragmento de área verde em meio a toda infraestrutura instalada que possibilitam seu aproveitamento sem grandes custos, sem desapropriações, de fácil acesso e podem desempenhar papel mais importante nos sistemas de drenagem.

A Figuras 2. e 3. a seguir mostram o local a ser aproveitado. Na verdade, trata-se de uma faixa relativamente estreita, entre o fundo de moradias e importante rodovia de São Paulo, a Via Anhanguera.



Figura 2. – Local para implantação dos barramentos.

São diversas as áreas nesta condição na cidade de São Paulo. O uso das mesmas não impossibilita sua função verde. Na verdade, podem garantir que não sejam ocupadas de forma irregular e/ou clandestina, colaborando com o disciplinamento do uso e ocupação do solo. Sua utilização deverá preceder de uma consulta aos moradores locais bem como um trabalho técnico social e de educação ambiental que fortaleça a conscientização da população. Ações como essa garantirão a função múltipla da várzea fazendo com que a população lute pela sua destinação, limpeza e desassoreamento quando for necessário.

Pelo menos duas ruas dão acesso a área, podendo ser utilizadas para acesso de caminhão para limpeza. O relevo da área é favorável ao armazenamento, sem a necessidade de terraplenagem, e remoções de terra e a vegetação presente é predominantemente exótica e rasteira, com alguns arbustos e pequenas arvores. Fato importante a ser destacado é que as moradias lindeiras não têm acesso à área, sendo que são os fundos das mesmas que fazem limite com a várzea.



Figura 3. – Local para implantação dos barramentos.

Pela Figura 3. pode-se observar que já se forma pequenos confinamentos de água. Pela planta de bacias se observa que a área em questão, no passado, já possuía barramentos naturais e alagadiços.

Com base na planta de bacias, na vistoria em campo, com o levantamento planialtimétrico cadastral e cadastramento das galerias existente foram realizados os estudos hidrológicos e hidráulicos que resultaram no diagnóstico da situação atual, que confirmou a realidade observada no local pelas entrevistas junto aos moradores: As redes existentes são insuficientes para conduzir os caudais gerados pela bacia.

Segundo Uehara (1989), as medidas estruturais para o controle de inundações são aquelas destinadas a reter, desviar e/ou escoar as águas pluviais com maior rapidez e, são caracterizadas pela construção de obras hidráulicas.

Os gabiões do tipo caixa são estruturas formadas por malhas de aço hexagonal preenchidas com rachão e costuradas umas às outras, o que garante uma fácil trabalhabilidade e permite a aplicação em diversas obras de infraestrutura. Os materiais empregados em sua confecção conferem grande estabilidade estrutural e resistência à abrasão e às águas urbanas, com agressividade cada vez maior devido ao lançamento indevido de esgotos.

O seu aproveitamento em várzeas como barramentos para retenção de águas pluviais em áreas urbanas mostra-se eficiente e muito adequado às condições do local. Os gabiões podem ser revestidos em concreto para assegurar sua estanqueidade. Neste caso, foi utilizada uma solução de custo baixo e de fácil execução, descrita por Fracassi (2017). Nos barramentos do projeto do afluente do córrego Cintra, seu núcleo foi preenchido em argila, envolta de geotêxtil não tecido e foi proposto a colocação de um tubo de diâmetro Ø 0,60m para a passagem da vazão de base.

Sua estrutura é resistente à deslizamentos e tombamentos, assim como é ideal para locais confinados. O material empregado no revestimento das telas já utiliza a nova tecnologia de revestimento das malhas de gabião, com polietileno capaz de resistir onze vezes mais que o revestimento tradicional aos ataques químicos, tanto em meio ácido e alcalinos resistentes a agentes agressivos encontrados em águas urbanas.

A seguir, nas Figuras 4. e 5. são apresentadas a planta de locação e seção transversal dos barramentos propostos.



Figura 4.- Seção transversal dos barramentos propostos.



Figura 5. - Seção típica dos barramentos propostos.

Com base nos perfis das sondagens e em nossa experiência em solos similares foram adotados os parâmetros geomecânicos, sempre considerando algum grau de conservadorismo em razão da grande erraticidade destes materiais.

Por meio do programa MACSTARS® 2000, foram simuladas as verificações de estabilidade dos barramentos. Com as condições de contorno são as mesmas, será apresentado somente de um barramento. O referido programa, desenvolvido pela Maccaferri e largamente utilizado por projetistas para este fim, utiliza as verificações de estabilidade pelo Método do Equilíbrio Limite para verificação de estabilidade de estruturas e de taludes usando unidades de reforço capazes de absorver as tensões de tração. A Figura 6., abaixo, representa a seção crítica de verificação de estabilidade da estrutura. O fator de segurança global pelo método de cálculo rígido foi de 2,15 (com base em mil superfícies analisadas). O programa calcula também outras estabilidades (internas dos blocos, estabilidade contra o deslizamento, verificação como muro e pressão na fundação) que forneceram valores muito conservadores, em virtude da estrutura não sofrer com empuxos laterais.



Figura 6. - Verificação de estabilidade global do barramento (MACSTAR 2000).

A Figura 7. apresenta a configuração final dos dois barramentos, a nível de projeto executivo, aprovado pela municipalidade de São Paulo. Cabe destacar porém que, por conservadorismo, os sistemas de macrodrenagem para o Córrego Cintra foram dimensionados sem considerar o efeito de amortecimento dos dois barramentos, porém pelas simulações ulitizando o software SWMM, com o volume de reservação da ordem de 2.100,00m3 foi obtido uma redução em 12% do volume total escoado imediatamente após o início da chuva de projeto. Considerando uma reservação/detenção da ordem de 35 min o pico de vazão softe redução de 44%.



Figura 7. – Configuração final dos barramentos no afluente do Córrego Cintra, São Paulo SP, Brasil.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Para minimizar a ocorrência de inundações na área de estudo/escopo do contrato, foram propostas diversas alternativas de projeto contemplando obras hidráulicas diversificadas a fim de atender todos os aspectos envolvidos (técnico, econômico, social, ambiental).

Para o afluente do córrego Cintra, especificamente, foram propostos a substituição da galeria de lançamento no córrego Cintra e o reforço das redes de microdrenagem do entorno. No entanto, durante as vistorias em campo e ao longo do desenvolvimento do projeto, foi observado que o curso d'água possui diversos estrangulamentos ao longo de seu leito, fato este que se deve ao confinamento infringido pelas edificações existentes.

Portanto, pouca eficiência apresentariam os reforços de galeria propostos, pois as águas pluviais ficariam retidas nos estrangulamentos existentes à montante e continuariam a causar danos e prejuízos à população. Diante das condicionantes apresentadas acima, procurou-se uma solução integrada para o trecho em questão, onde, após diversas alternativas propostas, como grandes desapropriações e execução de grandes estruturas, não viáveis seja do ponto de vista econômico, social e/ou ambiental, foi proposto o aproveitamento da várzea existente entre a Rodovia Anhanguera e o fundo das edificações, com a execução de contenções em gabião caixa, criando dois pequenos barramentos, com a finalidade de retenção das águas pluviais formando pequenas áreas de alagamento, com volume total de 2.150,00 m³.

CONCLUSÕES

Segundo Andrade Filho et al. (2000), o controle de inundações trata do gerenciamento do excesso de águas pluviais que ameaça vidas humanas, causa prejuízos econômicos e interrompe as atividades socioeconômicas do cotidiano.

Após diversas soluções hidráulicas estudadas para a minimização da ocorrência de inundações e suas consequências na área de estudo e em seu entorno, foi projetado dois pequenos barramentos em gabião caixa para retenção das águas pluviais, colaborando com a atenuação da ordem de 44% na vazão de pico, a partir de uma chuva de projeto com Período de Retorno de 100 Anos.

A solução do aproveitamento de várzeas para retenção das águas pluviais em áreas urbanas com barramentos em gabião caixa mostra-se muito eficiente do ponto de vista hidráulico, estrutural, econômico e de integração com o meio ambiente.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Andrade Filho, A. G., Széliga M. R., Enomoto C. F. (2000). "Estudo de Medidas Não Estruturais para Controle de Inundações Urbanas". Revista: Ciências exatas e da terra, ciências agrárias e engenharias, ano 6, nº 1, 2000.

Fracassi, Gerardo (2017). "Proteção de rios com soluções Maccaferri". Editora Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil.

FCTH-USP (1999), "Diretrizes Básicas para Projeto de Drenagem Urbana do Município de São Paulo", Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica, FCTH, 1999.

Porto, R. L. L. et al (1997). "Hidrologia: ciência e aplicação". 2^a ed. Porto Alegre: Ed. Da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1997.

Tucci, C. E. M. (2005). "Gestão de Águas Pluviais Urbanas". Ministério das Cidades, Global Water Partnership, UNESCO, junho 2005.

Uehara, K. (1989). "Drenagem das Várzeas Causam Problemas". Revista do Departamento de Águas e Energia Elétrica, ano 5, nº 15, pp: 18-22, 1989.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

ELABORACIÓN DE CRITERIOS AMBIENTALES PARA EL ÍNDICE DE SEGURIDAD DE PRESAS

Heloísa Bonatti¹, Laura Maria Canno Ferreira Fais²

Estudiante del curso de Ingeniería Ambiental de la Facultad de Tecnología de la Universidad Estatal de Campinas (UNICAMP),

Limeira/SP, Brasil, +55 19 2113-3487, helobonatti@hotmail.com Profesor Doctor en la Facultad de Tecnología de la Universidad Estatal de Campinas (UNICAMP), Limeira/SP, Brasil, +55 19 2113-3487, laura@ft.unicamp.br

RESUMO:

En vista de la magnitud de una presa, el daño causado por alguna falla o ruptura provoca un gran impacto, que puede tener como resultado perjuicios socioeconómicos, ambientales, además de pérdidas de vidas humanas. En Brasil, fue sancionada en 2010 la Ley nº 12.334 que establece la Política Nacional de Seguridad de Presas y el Sistema Nacional de Información sobre Seguridad de Presas - SNISB, con la finalidad de monitorear y garantizar la seguridad de presas. Además de la legislación, es fundamental que haya herramientas que ayuden em la evaluación de las condiciones de las estructuras, a fin de proporcionar al propietario, ingenieros responsables y agencias fiscalizadoras tomadas de decisiones que eviten, o al menos minimicen la ocurrencia de fallas. Una de las herramientas que puede ser utilizada es el Índice de Seguridad de Presas (ISB), propuesto por Zuffo (2005) y modificado por Aguiar (2014). El ISB permite una visión global del estado de seguridad de la presa, siendo una herramienta útil y de fácil aplicación. Sin embargo, el ISB fue determinado considerando solamente criterios tecnológicos (o de ingeniería). Así, este trabajo tiene como objetivo proponer criterios referentes a los factores ambientales que deben ser considerados para evaluar la seguridad de una presa.

ABSTRACT:

In view of the magnitude of a dam, the damage caused by some failure or rupture causes a great impact, which can result in socioeconomic and environmental losses, and also in loss of human lives. In Brazil, the law n°. 12,334 was approved in 2010, which establishes the National Dams Security Policy and the National Information System on Dam Safety - SNISB, in order to monitor and guarantee the safety of dams. In addition to legislation, it is essential to have tools that assist in the evaluation of the conditions of the structures, and that allow the owner, responsible engineers and oversight agencies to make decisions, in order to avoid or at least minimize the occurrence of failures. One of the tools that can be used is the Safety Index of Dams (ISB), proposed by Zuffo (2005) and modified by Aguiar (2014). The ISB allows a global view of the safety status of the dam, being a useful tool of easy application. However, the ISB was determined considering only technological (or engineering) criteria. Thus, this work aims to propose criteria related to environmental factors that must be considered to evaluate the safety of a dam.

PALABRAS CLAVES: Índice de Seguridad de Presas (ISB), seguridad de presas, criterios ambientales

INTRODUCCIÓN

El hecho de que la hidroelectricidad es la principal fuente de la matriz energética brasileña y los problemas de abastecimiento que pueden ocurrir durante períodos de sequía, hacen que la construcción de presas para la creación de reservorios sea fundamental en el país. Actualmente, existen en Brasil 22.920 presas registradas (ANA, 2016) y 1.261 usinas hidroeléctricas (ANEEL, 2017). En cambio, las presas tienen un alto potencial de riesgo asociado considerando la magnitud de sus construcciones, lo que hace que haya constante búsqueda por la garantía de la seguridad de las mismas.

Además, como cualquier obra de ingeniería, la construcción y operación de depósitos de agua provocan impactos ambientales, pero factores ambientales también pueden afectar la seguridad de una presa. Además de las inundaciones y otros fenómenos, los cambios en la calidad del agua pueden aumentar los componentes químicos que causan lixiviación, y pueden afectar la estructura (MIN, 2002). Las alteraciones en la calidad del agua que reflejan cambios en la biota acuática causan interferencias en actividades económicas y servicios públicos y, principalmente, diversos daños graves en casos de rupturas, que generan además de pérdidas ambientales y socioeconómicas, pérdidas de vidas humanas (EVERARD, 2013).

Según la Agencia Nacional de Aguas - ANA (2014), el estudio de los accidentes ocurridos alrededor del mundo muestra que la mayoría de ellos fue ocasionada por fallas humanas, ya que las presas son estructuras seguras desde que estén bien planificadas, construidas, mantenidas y utilizadas.

El mal funcionamiento de las presas y su posible ruptura causan impacto directo en diversas actividades fundamentales de su entorno. En febrero de 2017, un problema en el vertedor de la presa Oroville Dam, en California, considerada la más alta de Estados Unidos, debido al rápido aumento en el nivel tras tormentas, casi la llevó a la ruptura. Además de daños socioeconómicos para la población, el sistema de abastecimiento de agua fue directamente afectado (MULKERN, 2017). Así es esencial regularizar y fiscalizar esas construcciones.

Países como Portugal, Estados Unidos, Reino Unido y Canadá, han desarrollado una legislación específica sobre el tema. En el año 2002, el Ministerio de Integración Nacional elaboró el Manual de Seguridad de Presas, que sirve como guión básico para auxiliar la construcción y rehabilitación de presas. Posteriormente, en 2010, se sancionó la Ley nº 12.334 que establece la Política Nacional de Seguridad de Presas - PNSB, destinada a la acumulación de agua para cualquier uso, a la disposición final o temporal de desechos y la acumulación de residuos industriales. La PNSB creó también el Sistema Nacional de Información sobre Seguridad de Presas - SNISB, que es un registro consolidado con el objetivo de registrar informaciones sobre las condiciones de seguridad de presas en construcción, en operación y desactivadas en todo el territorio nacional, destinadas a diferentes usos. Las directrices para actuación del SNISB fueron dispuestas por el Consejo Nacional de Recursos Hídricos (CNRH), por medio de la Resolución 144/2012 y su primera versión está disponible desde marzo de 2017.

Una de las maneras de evaluar la seguridad de una presa es a través de índices que, además de proporcionar una visión global de la estructura, permiten enumerar los principales puntos de atención en una estructura, priorizando así los mantenimientos preventivos y tomas de decisión por parte del propietario de la presa. El uso de índices puede ser útil especialmente en pequeñas presas, ya que a menudo no se dispone de recursos financieros para un análisis de riesgo más detallado.

Aguiar (2014) modificó el ISB propuesto por Zuffo, (2005), ya que éste fue desarrollado antes de la Política Nacional de Seguridad de Presas entrar en vigor. Así, los criterios que componen el Índice fueron reevaluados, considerando las proposiciones de la Ley n. 12334/10 y las Resoluciones del CNRH y de la ANA. Además, el autor consideró sólo criterios tecnológicos para el ISB, o sea, criterios vinculados a la ingeniería. El ISB se compone de criterios técnicos, o sea, aquellos inherentes a la estructura, y es una herramienta para la Gestión de Riesgos, el cual reconoce los peligros potenciales ofrecidos por las estructuras y busca alternativas para reducirlos a niveles aceptables a través de la evaluación.

Los métodos de evaluación, en su mayoría, tienen como foco la evaluación de la estructura de la presa, no considerando los efectos causados por los factores ambientales para su seguridad. Sin embargo, la consideración de tales factores es importante en la evaluación de la seguridad de una presa tanto como factores técnicos.

Así, este trabajo tiene como objetivo proponer criterios ambientales para el Índice de Seguridad Presas (ISB), que deben ser considerados para evaluar la seguridad de una presa.

REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

Legislación

En 2010, se sancionó la Ley nº 12.334, en la que la seguridad de las presas fue definida como factor primordial para mantener la integridad estructural y operativa, así como la preservación de la vida, la salud, la propiedad y el medio ambiente. De esta forma, se ha vuelto más importante la existencia de herramientas para evaluar el riesgo, con el fin de evitar y/o disminuir el daño potencial asociado a la represa, los cuales pueden ser más intensificados por condiciones ambientales y por la proximidad de la misma a las poblaciones. Debido a sus efectos sobre el medio ambiente, la Ley garantiza la fiscalización de la seguridad de presas sin pérdidas de las acciones fiscalizadoras de los órganos ambientales integrantes del Sistema Nacional del Medio Ambiente (SISNAMA), establece la Política Nacional de Información sobre Seguridad de Presas (SNISB).

La PNSB tiene como objetivo registrar las condiciones de seguridad de presas brasileñas que están en construcción, operación o desactivadas. También atribuye a la Agencia Nacional de Aguas (ANA) la responsabilidad de fiscalizar presas de usos múltiples, por medio de la gestión del SNISB, que tiene el objetivo de registrar informaciones sobre las condiciones de seguridad de presas en construcción, en operación y desactivadas en todo el país y también con la elaboración de los Informes de Seguridad de Presas (RSB), que consolidan informaciones declaradas por los emprendedores a las entidades o organismos fiscalizadores. Las directrices para actuación del SNISB fueron dispuestas por el Consejo Nacional de Recursos Hídricos, por medio de la Resolución CNRH nº 144/2012, entre ellas está la adecuación de la gestión de la seguridad de las presas a las diversidades físicas, económicas, sociales y ambientales de las diversas regiones del país a las características técnicas de los emprendimientos y al daño potencial de las presas. La primera versión del informe está disponible desde marzo de 2017.

Además, la Resolución CNRH nº 144, de 2012, indica cuál es el área del entorno de las instalaciones y sus respectivos accesos, a ser resguardados de cualquier uso o ocupación permanente, excepto aquellos indispensables para el mantenimiento y la operación de la represa. Luego determina el Plan de Seguridad de Presas al emprendedor, en que uno de los ítems implica en la indicación del área del entorno de las instalaciones y sus respectivos accesos, a ser resguardados de cualesquiera usos o ocupaciones permanentes, excepto aquellos indispensables para el mantenimiento y la operación de la presa. Estos hechos demuestran la importancia de la clasificación del daño potencial asociado están en la Resolución CNRH nº 143, de 2012, los cuales son: la existencia de población aguas abajo con potencial de pérdida de vidas humanas; la existencia de unidades habitacionales o equipamientos urbanos o comunitarios; existencia de infraestructuras o servicios; la existencia de equipos de servicios públicos esenciales; la existencia de áreas protegidas definidas en la legislación; naturaleza de los desechos o residuos almacenados; volumen. La clasificación también toma en consideración el uso y ocupación actual del suelo y se deben realizar reevaluaciones cada cinco años.

En el estado de São Paulo, la Portaria DAEE nº 3907, de 15 de diciembre de 2015 establece los criterios y los procedimientos para la clasificación, la implantación y la revisión periódica de seguridad de presas de acumulación de agua de acuerdo con la reglamentación brasileña. La evaluación de riesgo o el daño potencial asociado tiene en cuenta los criterios propuestos en el formulario técnico de gestión de la seguridad de la presa propuesta en la ordenanza, que evalúa los impactos ambientales y estructurales, como el tipo de edificaciones, equipamientos urbanos y estructuras, en un área de hasta un radio de 25 km aguas abajo de la presa. Si la presa sólo tendrá un daño potencial asociado bajo y será dispensada del Plan de Seguridad de Presa, si no presenta a fondo núcleos urbanos, emprendimientos o áreas de interés ambiental relevantes, a una distancia de dos veces la longitud del depósito formado.

También en la legislación brasileña, la Resolución nº 132, de 2016, de la Agencia Nacional de Aguas (ANA), tiene como base la Ley n ° 12.334 y la Resolución CNRH n ° 143, para regular las presas con criterios complementarios de clasificación en cuanto al Daño Potencial Asociado. Las presas primero se dividen en volúmenes (pequeño, medio, grande y muy grande), y, posteriormente, se analiza su potencial de pérdidas de vidas humanas, impacto ambiental e impacto socioeconómico.

Literatura

El Manual de Seguridad de Presas (2002), elaborado por el Ministerio de Integración Nacional, era la herramienta auxiliar para la seguridad de presas antes de la sanción de la Ley n. 12.334/10. El Manual proporciona parámetros y un itinerario básico que sirve como ayuda en la construcción y rehabilitación de presas, con el fin de mejorar la seguridad durante su operación y mantenimiento. En los capítulos se presentan tareas de adaptación e incorporación de experiencias para diversas situaciones que pueden colocar la presa en riesgo. Entre los factores presentados están los efectos causados por el medio ambiente sobre las presas y los principales responsables de tales efectos. Además, presenta reglas ambientales para la construcción de presas a fin de minimizar estos efectos, entre ellos, la recuperación de áreas de yacimientos de préstamo y deforestación y limpieza del área de inundación.

Atendiendo a las regulaciones y las actuales tecnologías de construcción, la gestión de riesgos es fundamental en la búsqueda de responsabilidad y transparencia en las tomas de decisiones para mejorar la seguridad de presas. Según Brown (2004), la evaluación de riesgos puede definirse como el proceso mediante el cual se toman decisiones sobre si el nivel de riesgo existente por una presa es tolerable o si el riesgo debe reducirse por alguna forma de intervención, preventivas pueden ser tomadas para minimizar el desastre, lo que resulta en daños, perjuicios y mareas sociales menores.

Además del análisis de riesgo, varios autores vienen trabajando con índices para determinar el nivel de seguridad de una presa. Zuffo (2005) desarrolló el Índice de Seguridad de Presas (ISB), con el propósito de reconocer los peligros potenciales ofrecidos por las estructuras y reducirlos a niveles aceptables. En el ISB se consideraron en conjunto criterios técnicos, de funcionamiento y ambientales. Entre los últimos están alteración del uso y ocupación del suelo, eliminación de la vegetación natural o implantada e histórico de accidentes relacionados con la presa.

Al realizar el estudio de los factores ambientales que afectan la seguridad de presas, las características climáticas se destacan como criterios fundamentales. Hossain (2010) relaciona la presencia de grandes presas y el potencial de alteración del índice pluviométrico para precipitaciones extremas en su región. El análisis indica que la precipitación extrema ha provocado un cambio considerable en la precipitación media durante el último siglo, ya que la incidencia de precipitación sufrió un aumento promedio del 4% de magnitud al año. También se obtuvo una mayor frecuencia del número promedio de días lluviosos por año, que fueron dos veces mayores que durante el período anterior a la construcción. En general, las presas en la región del sur de África, India, el oeste de Estados Unidos y el centro de Asia tuvieron un aumento de precipitación extrema mayor que otras regiones, pues las grandes presas mostraron un mayor cambio de precipitaciones extremas en climas áridos y semiáridos.

Almeida Santos et. al (2011) realizaron el estudio del análisis de los riesgos de seguridad de la construcción de una gran central hidroeléctrica en el norte de Portugal y sus efectos económicos, con el fin de mejorar la gestión de la seguridad y reducir los costes de los accidentes. La evaluación

de los riesgos de seguridad se efectuó utilizando herramientas de simulación para analizar picos y niveles de alto riesgo identificados, la cual también propone una escala de clasificación de los riesgos, que compara la probabilidad de ocurrencia y la gravedad de las consecuencias. Las simulaciones se realizaron para dos escenarios: el primero con todas las medidas preventivas posibles y el segundo sin medidas preventivas. El total de situaciones de riesgo, cerca de cuatro veces mayor que cuando la prevención es debidamente ejercida. La implementación de estos sistemas de prevención y las políticas de seguridad en el trabajo resultan en costes adicionales, pero cuando los costes se asocian a los posibles accidentes, se concluye que la seguridad tiene un coste más bajo que la falta de prevención.

Considerando que el ISB se desarrolló antes de la promulgación de la Ley n. 12.334/10, Aguiar (2014) propuso modificaciones al ISB. El autor consideró sólo criterios técnicos, o sea, aquellos relacionados a la estructura, lo que permite una mejor visualización de los puntos críticos, posibilitando una priorización de las acciones de mantenimiento y/o preventivas en la estructura. Los criterios tecnológicos propuestos tienen como base la Ley nº 12.334/10, las Resoluciones del CNRH y de la ANA, los trabajos de Menescal et al. (2001), Zuffo (2005) y Duarte (2008), y la importancia de los criterios presentados fue definida a partir de las respuestas dadas por profesionales del área en un cuestionario sobre los mismos. Así, se pudo calcular el peso de cada criterio por los datos recolectados y excluir los criterios de menor importancia. El ISB modificado es calculado por el producto de las notas de los criterios, garantizando así que todos sean verificados.

Jeong et. (2002) investigaron los cambios del agua en el Sistema de Presa del Estuario del Río Geum, Corea, entre los años 1985 y 2009. El estudio constató que después de la construcción de la presa en 1994, hubo aumentos considerables de la claridad del agua, de los nutrientes y de la clorofila a (Chl-a), lo que provocó un crecimiento excesivo de fitoplancton en el depósito. Con esta alteración, hay un aumento en las posibilidades de eutrofización del agua del depósito, lo que pone en riesgo la seguridad de la presa por el aumento de escombros y vegetación. Además, otras alteraciones en la calidad del agua con aumento de sustancias químicas que funcionan como agentes de lixiviación ocasionan la formación de caminos de percolación, flujos inaceptables de drenaje y de presiones neutras, originan una causa de preocupación de orden estructural.

El historial de accidentes en presas es relevante para conocer cuáles son las principales causas. Li (2015) realizó el levantamiento de presas existentes en Europa y los principales accidentes ocurridos en las estructuras entre 2013 a 2015. Según el autor, la causa más común de falla, a partir de los datos del levantamiento, está relacionada a las lluvias fuera de lo habitual, y que no hay mucha incidencia de fallas ocasionadas por la actividad sísmica, que es la segunda causa de roturas de presas en el resto del mundo. En resumen, se analizaron 22 accidentes, en los que 9 fueron debido a fallas en su construcción y estructura, 4 por inundaciones y lluvia, 3 por guerra, 2 fallas geológicas y 1 por uso a largo plazo.

En contraste con los impactos negativos provocados por los cambios climáticos, el uso de depósitos de agua ayuda a disminuir los efectos del cambio climático, dado la cantidad significante de agua en los depósitos y la capacidad del agua para resistir las variaciones de temperatura. El uso de hidroeléctricas en detrimento de combustibles fósiles, ayuda a disminuir el calentamiento global, por ser fuentes de energía renovable que no emiten gases de efecto invernadero (ICOLD, 2016).

Para el mejor funcionamiento de una presa, futuros escenarios climáticos deben ser considerados en relación a las condiciones existentes, pues servirán de referencia para la estabilidad de la represa durante los años. Con el calentamiento global y otras intervenciones antrópicas, el clima puede ser alterado y eso refleja directamente en el funcionamiento de las presas. Una vez que con calentamiento en la media de temperaturas, altas latitudes reciben más lluvias y bajas latitudes menos, así algunas regiones enfrentan períodos de lluvias intensas que resultan en inundaciones y otras pasan por un período de sequía. Otro resultado es la alteración en el flujo de ríos, que pueden reflejar en el cambio de los períodos de llenado. Por eso, es importante la implementación de

medidas que aseguren que los depósitos estén preparados para los posibles futuros escenarios, garantizando un menor riesgo de fallas y rupturas (ICOLD, 2016).

METODOLOGIA

A fin de auxiliar en la elaboración de los criterios ambientales a ser propuestos para el Índice Ambiental de Seguridad de Presas, se hizo el levantamiento de informaciones sobre el daño potencial asociado a presas presentes en la legislación brasileña y en otros trabajos técnicos y científicos relacionados con la seguridad de presas. Así como se hizo una revisión literaria, técnica e histórica, de accidentes ocurridos en Brasil y en el exterior con sus causas.

Los criterios serán posteriormente utilizados como herramienta adicional en la verificación de seguridad de presas y ayudarán a gestores y responsables técnicos en las tomas de decisiones relacionadas con la seguridad de las estructuras.

DISCUSIÓN

A partir de revisión de la literatura y de la legislación brasileña, se elaboraron los criterios ambientales que deben ser considerados al analizar la seguridad de una presa.

Los criterios enumerados en la legislación brasileña que analizan el potencial de pérdidas humanas y los impactos socioeconómicos y ambientales son de extrema importancia en el análisis del daño potencial asociado y serán considerados en el Índice Ambiental de Seguridad de Presas.

En la Tabla 1 se muestran los criterios constantes de la legislación que serán considerados en la composición del ISB ambiental.

Critério	Legislação		
Existencia de población descendente con potencial de pérdida de vidas humanas	Resolución CNRH nº 143		
Existencia de unidades habitacionales o equipamientos urbanos o comunitarios	Resolución CNRH nº 143		
Existencia de infraestructura o servicios	Resolución CNRH nº 143		
Existencia de equipos de servicios públicos esenciales	Resolución CNRH nº 143		
Existencia de áreas protegidas definidas en la legislación	Resolución CNRH nº 143		
Existencia de vías locales hasta 25 km aguas abajo de la represa	Portaria DAEE nº 3907		
Existencia de carreteras federales / estatales hasta 25 km aguas abajo de la represa	Portaria DAEE nº 3907		
Existencia de puentes hasta 25 km aguas abajo de la represa	Portaria DAEE nº 3907		
Existencia de áreas agrícolas hasta 25 km aguas abajo de la represa	Portaria DAEE nº 3907		
Presencia de vigilancia	Portaria DAEE nº 3907		
Presencia de operador de las compuertas o del vertedor de la represa (24 horas)	Portaria DAEE nº 3907		
Presencia de equipo fijo de operación de la represa o equipo volante	Portaria DAEE nº 3907		
Tiene oficina para equipo de operación de la represa	Portaria DAEE nº 3907		
Tiene edificación de apoyo en el lugar de la represa	Portatria DAEE nº 3907		
Tiene monitoreo de niveles de agua	Portaria DAEE nº 3907		
Existencia de antecedentes de accidentes anteriores	Portaria DAEE nº 3907		

Tabla 1.- Criterios Ambientales basados en la legislación brasileña

Las características climáticas deben considerarse entre los criterios, ya que las lluvias y las inundaciones representan el 19% de las causas principales de las fallas de las presas en Europa (LI, 2015). Hossain (2010) constató que grandes presas aumentan la incidencia de lluvias extremas en su región, por lo que una evaluación del nivel pluviométrico en la localización de la presa antes de su construcción y una evaluación rutinaria posteriormente son esenciales para evitarlas, principalmente

en regiones áridas y semiáridas, en las que el aumento constatado fue más significativo. Otro criterio asociado a las inundaciones es el monitoreo de las áreas en los entornos de la presa, tan pronto como la disminución en la absorción de agua en los suelos causados por construcciones y prácticas agrícolas puede aumentar considerablemente la cantidad de agua escurridiza al depósito.

El calentamiento global también influye en el funcionamiento adecuado de las presas al alterar las condiciones climáticas de la región. Así, al provocar aumento en las temperaturas medias, altas latitudes reciben más lluvias, resultando en inundaciones de depósitos, y, en contrapartida, bajas latitudes reciben menos lluvias, enfrentando épocas de sequías. Ambos casos resultan en el mal funcionamiento del depósito, por lo que deben ser implementados controles y monitoreo del funcionamiento bajo tales efectos del calentamiento global (ICOLD, 2016).

Los cambios en el uso de la tierra en la región de la cuenca del río donde está ubicado la presa o la captación de agua para uso en irrigación, industria, producción de energía y abastecimiento provocan cambios en el flujo del río. Así como el cambio climático en el régimen de lluvias y en la temperatura también influyen en el flujo, que pueden ser causadas por el calentamiento global o por la propia construcción de la presa. Los cambios en el flujo tienen como consecuencia cambios en el régimen de inundaciones, pues pueden dejar el flujo más o menos intenso, impactando también en la seguridad de presas (ICOLD, 2016). Así se percibe la variedad de criterios a ser analizados que resultan en cambios en el régimen de inundaciones de las presas.

Con base en el Manual de Seguridad e Inspección de Presas (2002) y el Jeong et. al (2014), se tiene que el análisis de la composición del agua es un criterio a ser tomado en consideración. Los cambios en la calidad del agua son perjudiciales para el medio ambiente, ya que causan cambios en los ecosistemas de la región, y también perdidas en la estructura de la presa, dado que el exceso de nutrientes posibilita la ocurrencia de eutrofización, lo que pone en riesgo la seguridad de la presa por el aumento de escombros y vegetación. Y, además, otros cambios en la calidad del agua con aumento de sustancias químicas que funcionan como agentes de lixiviación ocasionan la formación de caminos de percolación, flujos inaceptables de drenaje y de presiones neutras.

La ocurrencia de asentamiento cerca del depósito y sus instalaciones de descarga debe ser verificada, ya que la excesiva sedimentación puede afectar adversamente el control y la descarga de inundaciones, la operación o un vaciamiento de emergencia, o la estabilidad de la presa. Así como la presencia de escombros y vegetación puede resultar en una situación de peligro dependiendo de su cantidad y volumen, ya que los escombros y las vegetaciones pueden interferir o bloquear el flujo hidráulico y consecuentemente reducir la capacidad de descarga o causar daños que impidan la operación segura de las instalaciones (MIN, 2002).

En la Tabla 2 se muestran los criterios ambientales que serán evaluados, considerando la revisión de literatura.

Criterio	Literatura		
Ocurrencia de asentamiento cerca de la represa	MIN (2002)		
Verificación rutinaria de las instalaciones de descarga de la represa	MIN (2002)		
Existencia de escombros y vegetación en las márgenes del cuerpo de agua de la represa	MIN (2002)		
Cambio del uso y ocupación del suelo	Zuffo (2005)		
Eliminación de la vegetación natural o implantada	Zuffo (2005)		
Monitoreo rutinario de la composición del agua	MIN (2002) e Jeong et. al (2014)		
Existencia de evaluación del nivel pluviométrico en la ubicación de la represa antes de su construcción	Hossain (2010)		
Monitoreo rutinario del nivel pluviométrico en la ubicación de la represa posterior a su construcción	Hossain (2010)		
Evaluación rutinaria del riesgo de inundación	Li (2015)		
Monitoreo rutinario del coeficiente de absorción de los suelos de las áreas al entorno de la represa	ICOLD (2016)		
Monitoreo rutinario de la temperatura media en la ubicación de la	ICOLD (2016)		

Tabla 2.- Criterios Ambientales basados en la literatura

represa	
Monitoreo rutinario del flujo del río donde la presa está ubicada	ICOLD (2016)

Así, a partir de la revisión de la legislación federal y estadual en vigor, se establecieron 29 criterios considerados importantes en la composición del Índice de Seguridad de Presas Ambiental. La base de los criterios enumerados muestra su efectividad de aplicación y los mismos son amplios por incorporar diferentes cuestiones ambientales que pueden interferir en la seguridad de una presa. Por lo tanto, cuando el índice se aplica junto a una fermentación de gestión de riesgos en la toma de decisiones, su consecuencia es positiva, permitiendo mitigar accidentes y fallos con acciones de prevención.

CONCLUSIÓN

El Brasil es un país con abundancia en recursos hídricos, lo que favorece la construcción de depósitos para producción de energía y abastecimiento de agua, por ejemplo. Sin embargo, tanto en Brasil, como en el resto del mundo, las presas están envejeciendo, lo que refuerza la necesidad de cuidados relacionados con su seguridad. Especialmente en pequeñas presas que no están presentes en la legislación brasileña, no habiendo así supervisión adecuada durante su construcción y operación.

A fin de evitar fallas y accidentes, los criterios de seguridad y la conformidad con la legislación deben realizarse ya en la fase de proyecto, posteriormente durante su construcción y por fin, deben ser continuamente monitoreados. La existencia de métodos que evalúen la seguridad de una presa es fundamental para prevenir accidentes y minimizar sus consecuencias, en caso de que ocurra. El ISB es un índice que tiene en cuenta criterios técnicos para evaluar la seguridad de una estructura. Por lo tanto, para que haya una evaluación más efectiva, es necesario la consideración de criterios ambientales, ya que esto también afecta significativamente la seguridad de las presas.

Así, se propuso el Índice de Seguridad Presas Ambiental (ISBA), compuesto por 29 criterios que consideran los factores ambientales que pueden poner en riesgo la seguridad de las presas. Los criterios presentes en la legislación y en diversas fuentes de la literatura, presentan multidisciplinariedad y la influencia en la gestión de riesgo por analizar diversos factores de forma integral. Por lo tanto, su aplicación, junto con el Índice de Seguridad de Presas (ISB) mejorará la gestión de riesgos y será herramienta adicional para ayudar en la toma de decisiones, principalmente para las pequeñas presas, teniendo como principal consecuencia positiva la prevención de accidentes, fallas y las roturas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGUIAR, D. P. de O. (2014). Contribuição ao Índice de Segurança de Barragem – ISB. Dissertação de mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, UNICAMP.

ALMEIDA SANTOS, F.M., COSTA, A.R., e SOEIRO, A. (2011). Economic Analysis of Safety in Construction, Portugal. WIT Transactions on the Built Environment, Vol 117, 2011, WIT PRESS www.witpress.com, ISSN 1743-3509 (on-line).

BRASIL, ANA (2014). Segurança de Barragens, 2014. Disponível em: http://www2.ana.gov.br/Paginas/servicos/cadastros/cnbarragens.aspx. Acesso em março de 2017.

BRASIL, ANA (2016). Relatório de Segurança de Barragens – 2016. Disponível em http://www2.ana.gov.br/Paginas/servicos/cadastros/Barragens/RelatoriodeSegurancadeBarragens.aspx. Acesso em fevereiro de 2018.

BRASIL, ANA (2017). Primeira versão do Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens está disponível, março de 2017. Disponível em: http://www2.ana.gov.br/Paginas/imprensa/noticia.aspx?id_noticia=13200. Acesso em março de 2017.

BRASIL, ANEEL (2017). Matriz de Energia Elétrica: BIG. Disponível em: http://www2.aneel.gov.br/aplicacoes/capacidadebrasil/OperacaoCapacidadeBrasil.cfm. Acesso em abril de 2017.

BRASIL (2010). Lei Federal nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais, cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens e

altera a redação do art. 35 da Lei 9433, de 8 de janeiro de 1997, e do art. 40 da Lei 9984, de 17 de julho de 2000. Disponível em: http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_Ato2007-2010/2010/Lei/L12334.htm. Acesso em março de 2017.

HOSSAIN, F (2010). Empirical Relationship between Large Dams and the Alteration in Extreme Precipitation. Dept. of Civil and Environmental Engineering, Tennessee Technological Univ., Cookeville, Natural Hazards Review, Vol. 11, No. 3, Agosto de 2010.

ICOLD (2016). Global Climate Change, Dams, Reservoirs, and Related Water Resources. Vol. 12, Final, Novembro de 2016.

JEONG, Y.H., YANG, J.S., e PARK, K (2014). Changes in water quality after the construction of an estuary dam in the Geum River Estuary Dam system, Korea. Journal of Coastal Research, 30(6), 1278–1286. Coconut Creek, FL, EUA, ISSN 0749-0208.

LI, T. (2015). Dams Failure in Europe. Politecnico di Milano, School of civil, Environmental and Management Engineering, Master in Civil Engineering for Risk Mitigation, Milão, Itália, setembro de 2015.

MULKERN, A. C. (2017). Broken California Dam Is a Sign of Emergencies to Come., E&E News, Washington, DC, EUA, 14 de fevereiro de 2017. Disponível em: https://www.scientificamerican.com/article/broken-california-dam-is-a-sign-of-emergencies-to-come/

Acesso em março de 2017.**ZUFFO, M. S. R** (2005). Metodologia para Avaliação da Segurança de Barragens. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, Campinas - SP, Tese, Mestrado.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA **BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018**

APROVECHAMIENTO HIDROELÉCTRICO MOLINEROS – CONSIDERACIONES DE DISEÑO Y ESTUDIOS EN MODELO HIDRÁULICO REDUCIDO

Almeida J.R.M.¹, Grube R.¹, Vega C.², Orellano J.², Flores M.³, Avila D.³

1 - Intertechne Consultores S.A., Curitiba, Brasil 2 - Instituto de Investigaciones Hidráulicas. FI. UNSJ, Urquiza, Argentina
3 - ENDE Valle Hermoso – Cochabamba – Bolivia

jrma@intertechne.com.br; rg@intertechne.com.br; cvega@unsj.edu.ar; orellano@unsj.edu.ar; marco.flores@evh.bo; diego.avila@evh.bo

RESUMEN:

Este artículo tiene el objetivo de presentar las principales consideraciones hidráulicas de diseño adoptadas en el Aprovechamiento Hidroeléctrico Molineros, que quedará ubicado en el límite de los departamentos de Cochabamba y Potosí, y los principales estudios hidráulicos desarrollados en modelo reducido. El diseño hidráulico del Aprovechamiento Hidroeléctrico Molineros presentó grandes desafíos debido a las características topográficas, hidrológicas y sedimentológicas existentes, los cuales solamente fueron superados mediante la colaboración entre la ingeniería latinoamericana para proponer soluciones a los desafíos encontrados. El mayor desafío encontrado durante la concepción del proyecto fue la disipación de la energía residual del vertedero, el cual necesita descargar un caudal importante en un cauce muy angosto. La solución no convencional adoptada para el cuenco amortiguador, que permitió la adecuada disipación de la energía residual del vertedero, solamente fue posible de ser diseñada con el auxilio de los estudios en modelo hidráulico reducido.

ABSTRACT:

This article aim to present the main hydraulic design considerations adopted in the Molineros Hydroelectric Project, which will be located in the limit of the departments of Cochabamba and Potosí (Bolivia), and the main hydraulic studies developed at the reduced model. The hydraulic design of the Molineros Hydroelectric Project presented great challenges due to the existing topographic, hydrological and sedimentological characteristics, which were only overcome by the collaboration between the Latin American engineering to propose solutions to the challenges encountered. The biggest challenge encountered during the conception of the project was the dissipation of the energy from the spillway, which needs to discharge an important flow in a very narrow channel. The unconventional solution adopted for the stilling basin, which allowed the adequate dissipation of energy spillway, was only possible to be designed with the help of studies in a reduced hydraulic model.

PALABRAS CLAVES: A.H. Molineros; Disipación de energía; Modelo Reducido

INTRODUCCIÓN

Este artículo tiene el objetivo de presentar las principales consideraciones hidráulicas de diseño adoptadas en el Aprovechamiento Hidroeléctrico Molineros y los principales estudios hidráulicos desarrollados en modelo reducido. El proyecto del A.H. Molineros, que quedará ubicado en el límite de los departamentos de Cochabamba y Potosí, fue gestionado a través de la ENDE Valle Hermoso S.A. (EVH).

En este proyecto, se resalta la importancia de la colaboración latinoamericana para proponer soluciones a los desafíos encontrados.

DESCRIPCIÓN DEL ESQUEMA GENERAL DEL A.H MOLINEROS

El Aprovechamiento Hidroeléctrico de Molineros está ubicado en el río Caine cerca de 7 km aguas arriba de la unión con el río Molineros, dentro del área que abarca los Departamentos de Cochabamba y Potosí, específicamente en las Provincias de Mizque y Esteban Arce del departamento de Cochabamba y Charcas del departamento de Potosí. El angosto donde se planea construir el aprovechamiento está indicado en la Figura 1.



Figura 1.- Angosto de Molineros

En términos generales el aprovechamiento es constituido por una presa de hormigón compactado con rodillo (HCR) de 175 m de altura y cerca de 240 m de ancho, en la cual se dispone un vertedero y descargadores de medio fondo siendo que, para la construcción de estas estructuras, el río será desviado por un túnel de desvío revestido con hormigón en el estribo izquierdo. El circuito de generación es subterráneo siendo la aducción hecha por un túnel hacia la casa de máquinas que es proveída con cuatro unidades tipo Francis eje horizontal de 25 MW de potencia unitaria (100 MW de potencia total).

La regularización de los caudales ocurrirá en el embalse con aproximadamente 400 millones de m³ de volumen útil, definido entre las elevaciones 1.960 msnm y 1.945 msnm. El volumen total del embalse en su nivel máximo normal es de aproximadamente 1.422 millones de m³.

La cuenca que alimenta este embalse posee pendientes pronunciadas y está conformada por areniscas muy erosionables siendo la cobertura vegetal escasa. La precipitación media anual sobre los aproximadamente 10.000 Km² que comprenden la cuenca, es del orden de los 630 mm y alrededor del 80% ocurre durante la estación lluviosa, comprendida entre los meses de diciembre y marzo. El caudal medio anual es relativamente bajo, cuya magnitud es del orden de 48 m³/s. El caudal máximo estimado para el período de retorno de 5.000 años es de 8.206m³/s.

El vertedero sobre la presa, presentado en la Figura 2, es del tipo controlado con 3 vanos de 10,2 m de ancho y cresta en la elevación 1.941,00 msnm con capacidad de descargar la avenida con 5.000 años de recurrencia (caudal de salida de 5.661 m³/s debido a la laminación de la avenida). Los caudales vertidos son restituidos en un cuenco amortiguador ubicado junto al pie de la presa y revestido en hormigón armado y anclado en la roca (ver Figura 3).



Figura 2.- Ubicación del vertedero y del cuenco amortiguador



Figura 3.- Vertedero y del cuenco amortiguador - Sección

El Cauce del rio aguas abajo del vertedero y cuenco es bastante encañonado presentando taludes subberticales sobre todo en la parte baja de los estribos. El macizo rocoso es constituido por paquete bastante cementado de areniscas con areniscas cuarcíticas y meta pelitas (bancos gruesos de 20 cm a más de 1,0 m de espesor finamente laminadas) con estratificación en el margen izquierdo con un buzamiento aguas arriba y hacia el macizo y estratificación subhorizontal en las rocas del margen derecho. En términos generales se considera que el macizo rocoso de naturaleza sedimentar es susceptible a erosión del flujo descargado por el vertedero o que requiere la disipación, al menos parcial, de esta energía del flujo.

En el cuerpo de la presa están ubicados 4 descargadores de medio fondo controlados por compuertas radiales. Dos descargadores inferiores están en la elevación 1.875,00 msnm y los otros dos superiores están en la elevación 1.900,00 msnm.

El túnel de desvío está ubicado en el estribo izquierdo presentando cerca de 700 m de longitud y sección transversal típicamente circular con 11,8 m de diámetro y piso en la elevación 1.804,00 msnm. El túnel es revestido con hormigón y, cerca del emboque de aguas arriba, se dispone de una estructura subterránea que alberga compuertas vagón y ataguía para el cierre del desvío. El túnel de desvío sirve también como túnel de desfogue de la casa de máquinas siendo que

junto a la salida está prevista una estructura de cierre del túnel. Aguas arriba y abajo de la presa se construirán ataguías coronadas en las elevaciones 1.817,00 msnm y 1.808,00 msnm, respectivamente, que posibilitan la ejecución de las obras en el cauce del rio.

En términos generales el circuito de generación está constituido por: toma, túnel de aducción, casa de máquinas, y túneles de desfogue. El caudal de aducción es de cerca de 80 m³/s siendo que los niveles de operación del embalse varían entre las elevaciones 1945,00 msnm y 1960,00 msnm. Los niveles aguas abajo están alrededor de la elevación 1804,00 msnm con una caída bruta del orden de 156 m. La casa de máquinas es subterránea y alberga los equipos de las cuatro unidades de generación (turbinas, generadores, puente grúa etc.). La caverna de la casa de máquinas tiene 112,50 m de longitud, ancho de 19,5 m y cerca de 25 m de altura.

Las principales informaciones sobre el AH Molineros se encuentran indicadas en la Tabla 1.

DATOS		UND.	AH MOLINEROS
	Río	-	Caine
Ubicación	Departamento	-	Cochabamba/Potosí
	País	-	Bolivia
	Potencia Instalada	MW	100
Dados Energéticos	Generación Promedio	GWh/ano	379,4
	Potencia Firme	GWh/ano	85,5
Caudal Medio de Longo	Termino (Q _{MLT})	[m ³ /s]	48,9
Caudal Máximo Turbina	able (todas las unidades)	[m³/s]	80
Caudal Mínimo Turbina	ble (50% caudal nominal)	[m³/s]	10
Área de Drenaje del apr	ovechamiento	[km ²]	9.943
Datas dal Embalsa	Área (N.A. Normal)	[km ²]	32,2
Datos del Ellibaise	Volumen (N.A. Normal)	[hm ³]	1.422,40
	NAMO	[msnm]	1.960,00
Nivel Agues Arribe	NAMINO	[msnm]	1.945,00
Nivel Aguas Alliba	NAME (TR 5000 años)	[msnm]	1.961,08
	NAMMax (verificación CMP)	[msnm]	1.964,94
Nivel Aguas Abajo	Caudal máximo turbinable (80m ³ /s)	[menm]	1804
(Casa de Máquinas)	Caudal TR 5000 años laminado (5.661 m ³ /s)	linsiini	1841,2
	N° de Unidades	[unid]	4
Casa de Máquinas	Potencia Unitaria	MW	25
	Tipo de Turbina	-	Francis
	N° de vanos	[une]	3
	Largura de los Vanos	[m]	10,2
Vortodoro	Cota del Cimacio	[m]	1.941,00
Controlado	Largura Libre Total	[m]	30,6
Controlado	Caudal de Diseño (TR 5.000 amortiguada)	[m ³ /s]	5.661
	Caudal de Verificación (CMP amortiguada)	[m³/s]	7.480
	Carga de Diseño	[m]	19
	Material	-	Hormigón Compactado con Rodillo
Presa	Altura Máxima	[m]	175
11050	Longitud	[m]	~240
	Cota de Coronamiento	[msnm]	1.965,00
	Criterio de Diseño	-	TR 15 años / Riesgo < 20%
Desvío del Río	Caudal de Diseño	[m³/s]	2.398,00
	Cota de la Ataguía de Aguas Arriba	[msnm]	1.817,00
	Cota de la Ataguía de Aguas Abajo	[msnm]	1.808,00
Descargadores de	Cantidad	-	2
Medio Fondo	Cota de la Solera - Superior	[msnm]	1.900,00
Superiores	Capacidad en el NAMINO	[m ³ /s]	1.243,10
Descargadores de	Cantidad	-	2
Medio Fondo	Cota de la Solera - Inferior	[msnm]	1.875,00
Inferiores	Capacidad en el NAMINO	[m³/s]	1.565,00

Tabla 1.- Datos Técnicos del AH Molineros

ESTUDIOS EN MODELO HIDRÁULICO REDUCIDO

En una de las etapas de los estudios para la definición del Proyecto Hidroeléctrico Molineros se realizó la verificación del comportamiento hidráulico de las estructuras principales mediante la utilización de modelación física. Los estudios hidráulicos en modelo reducido fueron realizados por el Instituto de Investigaciones Hidráulicas "Ing. Manuel S. García Wimer" de la Universidad de San Juan – Argentina. Dichos estudios tienen los siguientes objetivos:

- Evaluación del comportamiento hidráulico de las principales estructuras hidráulicas del Aprovechamiento Hidroeléctrico Molineros: vertedero de excedencias y obras de desvío, especialmente bajo condiciones de diseño, y;
- 2) Evaluación del proceso de erosión aguas abajo del vertedero.

El modelo reducido fue construido con un área de implantación suficiente para representar adecuadamente las condiciones de aproximación y restitución del flujo de las estructuras que comprenden el Proyecto. Con referencia al ancho del modelo, esto quedó definido de modo a poder representar adecuadamente el embalse. En el tramo aguas abajo, se modeló el terreno hasta aproximadamente la cota 1890 msnm. El cauce del río fue modelado con una longitud aguas arriba y aguas abajo de la presa suficiente para garantizar adecuadas condiciones del flujo de aproximación y de restitución de las estructuras.

La operación del modelo reducido fue basada en el criterio de similitud de Froude, que es basado en la relación de las fuerzas de inercia y gravitacional. La similitud es obtenida mediante la operación del modelo reducido de tal manera que el número de Froude en el modelo y en el prototipo sean los mismos. La definición de la escala geométrica del modelo físico pode ser limitado por diversos factores, tales como: fenómeno estudiado, tamaño del modelo, costo, tiempo para su construcción, etc.

A continuación, en la Tabla 2, son presentadas, como referencia, las características de algunos modelos hidráulicos reducidos de algunos estudios hechos en Brasil.

Nombre de la usina	Río / País	Potencia instalada	Escala del modelo	
UHE Itaipu	Rio Paraná/Brasil	12600 MW	1/100	
UHE Belo Monte – Sitio Pimental	Rio Xingú / Brasil	11233 MW	1/110	
UHE Tucuruí	Rio Tocantins/Brasil	8125 MW	1/150	
UHE Baixo Iguaçu	Rio Iguaçu / Brasil	358 MW	1/100	
UHE Sinop	Rio Teles Pires / Brasil	402 MW	1/100	
UHE Lauca – Modelo General	Rio Kwanza / Angola	2070 MW	1/100	

Tabla 2 Lista de modelos reducido	os
-----------------------------------	----

El modelo reducido del Aprovechamiento Hidroeléctrico Molineros fue construido, basado en los criterios de semejanza de Froude, en la escala de longitudes ($L_{modelo}/L_{prototipo}$) igual a 1/103,06. Para una percepción de la escala de longitudes del modelo se puede destacar una información geométrica del proyecto de Molineros. El desnivel entre el coronamiento de la presa, definido en la elevación 1965 m, y el cuenco amortiguador en la elevación 1783 m es de 182 m en el prototipo, y resulta en aproximadamente 1,77 m en dimensiones de modelo. El orden de grandeza de la escala de longitudes del modelo de Molineros, que resultó básicamente igual a 1:100, es comúnmente adoptada en estudios hidráulicos en modelo reducido de obras hidráulicas semejantes al proyecto Molineros.

En la Figura 4, se muestra esquemáticamente los límites aproximados del área modelada. Se modelan las estructuras comprendidas en esta área, incluyendo, obras de desvío (ataguías y túnel de desvío) y aliviadero de excedencias.



Figura 4.- Área reproducida en el Modelo Hidráulico Reducido

La calibración del cauce del rio en el modelo fue hecha mediante la implantación de rugosidades representativas del cauce natural del rio de manera a reproducir los niveles del agua de referencia con la precisión mínima de 0,2 m. Para esto se utilizó el perfil de la línea de agua para el caudal correspondiente a 540 m3/s y se realizaron mediciones de los niveles de agua en 11 secciones establecidas.

RESULTADOS

Verificación hidráulica de las obras de desvío

Para la caracterización del comportamiento de las estructuras de desvío con las dos compuertas abiertas y operación aislada de un vano fueron realizados los ensayos específicos en modelo reducido con la configuración de las obras de desvío. A continuación son presentadas las principales conclusiones obtenidas a partir de los resultados de estos ensayos:

- Conforme indicado en la Figura 5, no ocurre sobrepaso de las ataguías de desvío para el caudal de diseño (Q = 540 m³/s), lo que indica que las cotas de protección de las ataguías de aguas arriba y aguas abajo son adecuadas;
- En la Figura 6 se puede observar el flujo para el caudal de diseño del túnel de desvío. El nivel de aguas arriba, resultante en la elevación 1861,09 msnm, confirmó que el túnel de desvío tiene capacidad de descarga adecuada para el criterio de dimensionamiento adoptado;
- Se observó que las condiciones de aproximación al túnel de desvío son adecuadas. No se verificó la existencia de condiciones de flujo indeseables que indicase la necesidad de cambios en el diseño;

• Se observó que las condiciones de escurrimiento en la restitución del túnel de desvío fueron semejantes a las esperadas en el diseño, de manera que no se identificó la necesidad de alteraciones de diseño.







A - Entrada del túnel de desvío

B - Salida del túnel de desvío



Verificación Hidráulica del Vertedero en su configuración original

Para la concepción original del Vertedero fueron realizados ensayos con objetivo de verificar las condiciones hidráulicas generales de operación con las compuertas totalmente abiertas y parcialmente abiertas. Estos ensayos tuvieron el objetivo de identificar posibles aspectos indeseables, de manera a subsidiar la implementación de cambios en la configuración geométrica de la estructura y cuenco amortiguador.

Se verificó que la estructura tiene capacidad de descarga compatible con los criterios de diseño. La Figura 7 indica la comparación entre los resultados obtenidos en los ensayos en modelo reducido y la curva de descarga teórica del vertedero con las compuertas totalmente abiertas donde se puede observar la buena adherencia de los resultados experimentales con las estimativas teóricas. Esto ocurrió pues la estructura diseñada tiene condiciones adecuadas de escurrimiento de aproximación. No se verificó la existencia de efectos indeseables debido a los muros laterales y/o pilas (ver Figura 8). La hidrodinámica del flujo de llamada y el patrón de flujo en los vanos muestran una marcada uniformidad y no se observan sobreelevaciones ni separaciones de los muros de ala y las pilas.

Los ensayos indicaron que el flujo a lo largo del rápido es adecuado, no siendo observados desbordamientos de los muros laterales bajo las condiciones de diseño ni ahogamiento de los aireadores. También no se verificó la ocurrencia de puntos con presiones negativas que puedan causar riesgo de cavitación en la estructura;



Figura 7.- Curva de descarga del vertedero – Comparación Estimativa Teórica x Modelo Reducido



Figura 8.- Flujo de aproximación al vertedero $-Q = 5661 \text{ m}^3/\text{s}$ (TR = 5.000 años)

Sobre la restitución del flujo y funcionamiento hidráulico del cuenco amortiguador se hacen los comentarios a continuación:

- El deflector tiene geometría adecuada. No ocurre incidencia del chorro fuera del cuenco amortiguador (Figura 9). El flujo efluente de los tres vanos de rápidas cae totalmente en el interior del cuenco amortiguador, quedando alejado a ambos costado de los muros laterales;
- Se verificó que la geometría del cuenco amortiguador garantiza, mismo para las condiciones extremas de operación, la existencia de un colchón de agua suficiente para retener el flujo en esta región. Sin embargo, se verificó que para la geometría original del cuenco amortiguador, los niveles de agua máximos sobrepasaron la parte superior de los muros laterales del cuenco amortiguador (ver Figura 9 registrada para la crecida de 5.000 años);



Figura 9.- Escurrimiento aguas abajo del cuenco amortiguador – Configuración original Q = 5661 m³/s (TR = 5.000 años)

Estudio con la configuración final

En decurrencia de la observación de la ocurrencia de importantes ondulaciones del flujo aguas abajo del cuenco amortiguador y registros de niveles de agua máximos superiores a los muros laterales para la crecidade 100 años de recurrencia, se propuso la alteración de la geometria del piso del cuenco de manera a permitir uma disipación de energía más eficiente. La geometria sugerida fue estudiada directamente en ensayos exploratórios en modelo reducido y la configuración final se encuentra indicada en la Figura 10. En esta misma figura se encuentra indicada la configuración inicial (en línea discontinua).

El cuenco amortiguador modificado tiene como límite aguas arriba el pie de aguas abajo de la presa, el fondo y los muros laterales están revestidos con losas de hormigón armado de 3 m de espesor. El fondo del cuenco inicia en la cota 1793,00 msnm y se extiende, desde el pie de la presa en una longitud de 44.55 m y transversalmente hasta encontrar los muros laterales en un ancho variable entre 34 m y 38 m. Desde allí se tiene un talud con pendiente negativa 1H:1V y proyección horizontal de 10 m. En el pie del talud, con cota 1783,00 msnm (fondo del cuenco), se extiende una rampa 4.584H:1V en dirección del río por 45,84 m y ancho constante de 39 m hasta alcanzar la cota 1793,00 msnm. El fondo del cuenco se mantiene revestido con una losa, con proyección horizontal de 27,91 m de longitud, ancho de 36 m hasta encontrar los muros laterales del cuenco en la salida. La salida de cuenco sigue la forma de las márgenes del río, recostándose levemente sobre las márgenes. Los muros laterales están coronados en la elevación 1844,00 msnm.

El escurrimiento aguas abajo del cuenco amortiguador con su configuración final se puede observar en la Figura 11 para la crecida de 5000 años. Fue observado que, con la alteración de la geometria del piso del cuenco amortiguador, la disipación de la energía ocurrió de manera más adecuada, dismunuyendo sensiblemente la ocurrencia de las ondulaciones aguas abajo, impedindo el sobrepaso de los muros laterales para crecidas hasta 5000 años.

Con la nueva geometría del cuenco amortiguador, fueron realizados ensayos con fondo móvil con el objetivo evaluar los efectos erosivos aguas abajo de la presa causada por el flujo efluente del vertedero y la verificación de su influencia en los niveles de agua en la casa de máquinas. Estos ensayos fueron hechos con materiales granulares no cohesivos y de manera secuencial, es decir, la configuración final del cauce erosionado en un ensayo fue mantenida como condición inicial del ensayo siguiente (con caudal mayor). El material utilizado en los ensayos tiene diámetro medio de (en escala de modelo) de 0,6 mm.



Figura 10.- Vertedero y Cuenco Amortiguador - Configuración Final



Figura 11.- Escurrimiento aguas abajo del cuenco amortiguador – Configuración final $Q = 5661 \text{ m}^3/\text{s}$ (TR = 5.000 años)

La Tabla 3 presenta los ensayos con fondo móvil realizados en el modelo reducido. Cómo se puede observar, después de cada uno de los ensayos de operación aislada del vertedero fue ensayada la operación aislada de la casa de máquinas considerando la configuración del material depositado en el cauce del río. Así, fue posible identificar la influencia del material depositado en el cauce del rio en los niveles del agua cerca de la casa de máquinas.

Ensayos	Tiempo de recurrencia	Caudal vertido (m ³ /s)	Caudal Turbinado (m ³ /s)
3 - Inicial	Caudal máximo turbinado	0	80
3.1-A	TR = 2 años	2680	0
3.1-B	Caudal máximo turbinado	0	80
3.2-A	TR = 5 años	3457	0
3.2-B	Caudal máximo turbinado	0	80
3.3-A	TR = 100 años	5209	0
3.3-B	Caudal máximo turbinado	0	80
3.4-A	TR = 5000 años	5661	0
3.4-B	Caudal máximo turbinado	0	80

Tabla 3.- Ensayos con fondo móvil

La Figura 12 presenta los perfiles longitudinales del cauce medidos despues de cada uno de los ensayos realizados. La Figura 13 presenta la comparación entre la configuración original (antes de la realización de los ensayos) y la configuración final del fondo móvil. Conforme se puede observar, mismo para el caudal con 5000 años de recurrencia, no fue observada la ocurrencia de socavaciones importantes cerca de las estructuras de proyecto o aguas abajo de ellas que puedan significar riesgos para el proyecto.

Tambien se verificó que los depositos aguas abajo del túnel de descarga de la casa de máquinas no afectan los niveles del agua en el interior del túnel para caudales de hasta 5 años de recurrencia. Para el caudal de 100 años de recurrencia se observó que el nivel del agua en el interior del túnel de descarga es aproximadamente 0,2 metros más alto que el observado para la configuración original.



Figura 12.- Perfiles de erosión medidos



Figura 13.- Comparación del cauce del río antes y después de los ensayos con fondo móvil

CONCLUSIONES

El diseño hidráulico del Aprovechamiento Hidroeléctrico Molineros presentó grandes desafíos debido a las características topográficas, hidrológicas y sedimentológicas existentes, los cuales solamente fueron superados mediante la colaboración entre las empresas de ingeniería latinoamericanas involucradas en el proyecto para proponer soluciones a los desafíos encontrados.

Uno de los mayores desafíos encontrados durante la concepción del proyecto fue la disipación de la energía residual del vertedero, el cual necesita descargar un caudal importante en un cauce muy angosto con rocas sedimentares susceptibles a erosión. Para eso se concibió un cuenco amortiguador no convencional cuyo comportamiento hidráulico no se puede predecir adecuadamente en términos teóricos. La configuración final del cuenco amortiguador, que permitió la adecuada disipación de la energía residual del vertedero, solamente fue posible de ser definida con el auxilio de los estudios en modelo hidráulico reducido.

REFERENCIAS

Orellano, J.A., Gutiérrez, G. and Meissl, A, .Vega C (2011). Informe Construcción modelo físico "El Tigre". IDIH, UNSJ, San Juan, Argentina.

Orellano, J.A., Gutiérrez, G., Meissl, A. Vega C (2011). *Informe Construcción modelo físico "Tortugo"*. IDIH, UNSJ, San Juan, Argentina.

Orellano, J.A. (2005). Modelación Física de Obras Hidráulicas -

Vega Cristian. (2017). Informe 1. Modelo físico Proyecto Hidroeléctrico Molinero. INTERTECHNE

Vega Cristian. (2017). Informe2. Modelo físico Proyecto Hidroeléctrico Molinero. Asociación Intertechne - PCA

ENDE Valle Hermoso, Asociación Accidental Intertechne PCA. (2017). Aprovechamiento hidroeléctrico Molineros – Estudio de diseño Final – Grupo 1 – Informe Técnico Final
XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

BASES PARA LA CREACIÓN DE UN CENTRO MEXICANO EN INNOVACIÓN EN ENERGÍA HIDROELÉCTRICA (CEMIE-HIDRO)

Palacios Fonseca Ana A, Peña García Nestor, Güitrón de los Reyes Alberto, López Pérez Mario

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) Paseo Cuauhnáhuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, México ana_palacios@tlaloc.imta.mx, p.garcía.nestor@gmail.com, aguitron@tlaloc.imta.mx, mario lopezperez@tlaloc.imta.mx

RESUMEN:

Actualmente el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) y el Instituto Nacional de Electricidad y Energía Limpias (INEEL), está gestionando la creación de un Centro Mexicano en Innovación de Energía Hidroeléctrica (CEMIE-Hidro) para potenciar las capacidades individuales e identificar proyectos de investigación. La Secretaría de Energía (SENER), ha promovido el establecimiento de estas alianzas a través de los CEMIE-Solar, CEMIE-Eólico y CEMIE-Océano, entre otros, para la vinculación y expansión del tejido científico-tecnológico-empresarial en México. En este sentido, el presente artículo describe los principales retos y oportunidades para desarrollar el potencial hidroeléctrico, los cuales tienen que ver principalmente con las nuevas reglas del mercado eléctrico y diversos aspectos socioambientales y se propone desarrollar dicho potencial mediante cuatro esquemas de aprovechamiento: 1. Nuevas centrales de generación, 2. Infraestructura hidráulica existente, 3. Modernización y/o repotenciación y 4. Almacenamiento por bombeo hidráulico, donde los esquemas de equipamiento y modernización son tema de análisis del presente artículo.

ABSTRACT:

At the present time, the Mexican Institute of Water Technology (IMTA in Spanish) and the National Institute of Electricity and Clean Energy (INEEL in Spanish) are promoting the creation of a Mexican Center for Hydroelectric Energy Innovation (CEMIE-Hydro) with the objective of enhancing capabilities and to identify researching projects on this topics. The Energy Secretariat (SENER in Spanish) has promoted the establishment of these alliances trough the CEMIE-Solar, CEMIE-Eolic, and CEMIE-Ocean, for the linking and expansion of the scientific-technological-business market in Mexico. This article describes the main challenges and opportunities to develop the hydroelectrical potential, mainly with the new rules of the wholesale electricity market and some social and environment aspects. It is also proposed to develop this potential through four schemes of use: new generation plants, equipment in existing hydraulic infrastructure, repowering plants and pumping storage, where the schemes of equipment and repowering are described on the present article.

PALABRAS CLAVES: Energía, innovación e hidroeléctricas

INTRODUCCIÓN

Con casi 140 años de desarrollo en México, la generación hidroeléctrica ha constituido una de las opciones más atractivas de entre las diferentes alternativas tecnológicas para la producción de energía. Sin estar exenta de afectaciones sociales y medioambientales relacionadas con su uso, principalmente en los proyectos con alta capacidad instalada constituye una forma de generación de energía limpia con alta flexibilidad de operación, bajos costos de operación y mantenimiento, amplio ciclo de vida y con capacidad de dar soporte a la participación de otras fuentes. Los retos que enfrenta este sector en México tienen que ver con el nuevo mercado eléctrico y la apertura a tecnologías con mayor rentabilidad presente (solar y eólica) a costos altamente competitivos, asimismo la gran conflictividad ambiental y social que limita las inversiones.

La conformación de un CEMIE-Hidro propone e incentiva proyectos y herramientas tecnológicas y de innovación para la generación hidroeléctrica, mejorando las condiciones del mercado eléctrico, incentivando los modelos de negocio, coadyuvando en disminuir el diferencial de costo entre las diferentes tecnologías del sector eléctrico y fomentando un uso sostenible del agua y la energía haciendo contribuciones importantes a la gobernanza conjunta del agua y la energía, a través de un programa multidisciplinario e interinstitucional de análisis para la planeación e implementación de acciones estratégicas de mediano y largo plazos. Se han identificado las oportunidades de desarrollo que permitirían en el corto plazo potenciar la generación hidroeléctrica en México dentro de tres grandes temas de análisis:

- I. Investigación y desarrollo para la innovación.
- III. Seguridad hídrica, medio ambiente y sociedad
- III. Regulación y participación en el MEM

Y mediante cuatro esquemas de aprovechamiento para ser competitivos en el nuevo Mercado Eléctrico:

- 1. Nuevas centrales de generación,
- 2. Infraestructura hidráulica existente,
- 3. Modernización y/o repotenciación y
- 4. Almacenamiento por bombeo hidráulico:

La generación hidroeléctrica está en posibilidad de ser una opción atractiva para las inversiones y de hacer aportes relevantes dentro de la matriz energética, al tiempo de poder brindar servicios conexos de importante valor para la red eléctrica, lo cual se corrobora en el dinamismo del sector hidroeléctrico en otras economías. Este documento enmarca el contexto actual de la energía hidroeléctrica en México, así como la situación de dos de los esquemas de aprovechamiento para el desarrollo de este sector: uso de infraestructura existente y modernización de centrales actuales.

ANTECEDENTES

Actualmente en México las energías limpias contribuyen con el 20.3% de la generación total, es decir 64,868 GWh, y la hidroeléctricas aportan el 48% de esa generación. Asimismo, en capacidad instalada, las hidroeléctricas representan el 17%, con 12,589 MW en 84 centrales hidroeléctricas, es decir, 1 de cada 4 MW instalados a nivel nacional (PRODESEN 2017-2031, SENER).

La capacidad instalada se concentra principalmente en las cuencas del Lerma-Santiago, Grijalva y Balsas, siendo ésta última la de mayor riesgo de disponibilidad hídrica (Figura 1).



Figura 1. Capacidad y generación en centrales hidroeléctricas 2016 (MW/GWh) Fuente: PRODESEN 2017-2031, SENER



Figura 2. Mapa de disponibilidad hidráulica. Fuente: PRODESEN 2017-2031, SENER

MARCO LEGAL DE LAS ENERGÍAS LIMPIAS EN MÉXICO

El gobierno federal tiene la meta que en el 2050 el 50% de la capacidad instalada en México provenga de Energías Limpias (EL). Para lograr lo anterior se cuenta con 24 mecanismos legales obligatorios: la Ley General de Cambio Climático (LGCC) que establece las metas para orientar a México a una economía baja en carbono; posteriormente con la Ley de Transición Energética (LTE) se regula el aprovechamiento sustentable de la energía, las energías limpias y la reducción de la contaminación por generación de electricidad y; finalmente en el Programa de Desarrollo del Sistema Eléctrico Nacional (PRODESEN), donde se publica y brinda un indicativo de la

generación, sus planes y programas, así como las metas, promoviendo la eficiencia, calidad, confiabilidad, continuidad, seguridad y sustentabilidad del sistema.

LÍNEAS ESTRATÉGICAS DE DESARROLLO DE LA GENERACIÓN HIDROELÉCTRICA

A través del CEMIE-Hidro se plantean tres grandes líneas estratégicas que se desarrollan en cuatro esquemas de aprovechamiento de potencial hidroeléctrico:



Figura 3. Líneas de investigación del CEMIE-Hidro para el desarrollo de la generación hidroeléctrica en México.

Investigación y desarrollo tecnológico para la innovación

El Inventario Nacional de Energías Renovables (INERE) reporta al año 2015 un potencial probable de 1,401 MW de capacidad en centrales hidroeléctricas de menos de 30 MW, así como un potencial de 1,227 MW de capacidad en centrales de más de 30 MW, en ambos casos correspondientes a sitios con estudios en proceso. Esta misma herramienta reporta un potencial posible de generación, en centrales de todas las capacidades, de 44,180.00 GWh/a, que, considerando los factores de planta usuales para este tipo de instalaciones, equivaldría a una capacidad a instalar de entre 15,000 y 20,000 MW adicionales. No obstante, este potencial pudiera ser mayor. Más aún, considerando la posibilidad de equipamiento de infraestructura hidráulica no concebida originalmente para generación de energía eléctrica, la modernización y repotenciación de centrales existentes, así como la instalación de centrales de almacenamiento por bombeo, el potencial total podría posicionar al sector hidroeléctrico en un lugar predominante dentro de la matriz energética en México.

Los esfuerzos en investigación y desarrollo tecnológico en el sector deben estar orientadas a fortalecer la factibilidad técnico-económica de estas opciones de generación, en el entorno de un mercado eléctrico de alta competencia entre las diferentes opciones tecnológicas para generación de energía. La implementación de líneas de trabajo en ID+i debe buscar tener efectos tangibles en la

rentabilidad, certidumbre, sustentabilidad y diversidad de las opciones de inversión en generación hidroeléctrica.

a. Nuevas centrales de generación: con embalse y a filo del agua (hidrocinéticas)

Se refiere al potencial con nuevas centrales de generación hidroeléctrica con capacidad instalada menor o igual a 30 MW o con una densidad de potencia mayor o igual a 10 watts/m², lo que se considera energía renovable según la normatividad en México. Organismos como CFE, CONUEE y el Centro Mario Molina, han hecho estimaciones del potencial aprovechable en nuestro país en centrales de este tipo, reportando cifras que difieren. Dentro de este tipo de centrales se ubican las micro, mini y pequeñas centrales de generación, ya sea con embalse o a filo del agua (con turbinas hidrocinéticas), con potencial de hacer aportes importantes en la generación distribuida y el acceso a la energía eléctrica en zonas aisladas. Este tipo de centrales, por sus dimensiones y características, no tienen asociados los efectos sociales y ambientales propios de las grandes centrales, lo que amplia considerablemente la posibilidad de lograr la licencia social para la concreción de las inversiones.

b. Equipamiento en infraestructura hidráulica existente

Este esquema de aprovechamiento hidroeléctrico puede ofrecer grandes ventajas, ya que consiste en el equipamiento de instalaciones no concebidas originalmente para la generación de energía eléctrica, como son: presas de almacenamiento, derivadoras, canales de riego, acueductos, plantas de tratamiento, obras de regulación, entre otras, bajo las condicionantes: económica, social y ambiental. Se dispondría de una cartera de posibles proyectos, donde la componente que se requiere agregar es sólo la obra hidroeléctrica y la de transmisión eléctrica para su aprovechamiento en la red, lo que redunda en un costo menor.

c. Modernización y repotenciación de centrales de generación

Muchas de las centrales actuales pueden superar los 100 años en sus obras civiles y 50 años en sus equipos electromecánicos, la obsolescencia de los equipos ocasiona que se operen a bajas eficiencias, situación que ofrece una importante área de oportunidad para la modernización de equipos e instalaciones auxiliares, lo que permitiría incrementar la capacidad de generación y resultar competitivos.

d. Almacenamiento de energía por bombeo hidráulico

Con la cada vez mayor incorporación de fuentes intermitentes de energía en las redes eléctricas, como es el caso de la energía solar y la eólica, se hace indispensable disponer de reservas de capacidad que permitan amortiguar los transitorios en el suministro de energía a partir de estas fuentes. En otros países, en donde se tiene actualmente mayor participación de fuentes intermitentes de energía como Estados Unidos de Norteamérica y diversos países de Europa, Asia y, en menor medida, Sudamérica, el esquema de almacenamiento de energía con mayor rentabilidad y funcionalidad requerida ha sido el bombeo mecánico de agua. Además, permite satisfacer las horas de demanda pico, utilizando energía para el bombeo de agua en las horas de baja demanda (energía barata) y usando la energía potencial almacenada para generar energía en las horas de demanda máxima (energía cara). A los atractivos anteriores se suma el hecho de que se dispone de la tecnología y experiencia para implantar sistemas de almacenamiento de cualquier capacidad, pues se trata de centrales hidroeléctricas en las que se añade el equipo de bombeo. En muchos casos se utiliza el mismo conjunto turbina-generador tanto para bombear como para generar, en lo que se ha llamado sistemas reversibles.

MODERNIZACIÓN Y/O REPOTENCIACIÓN DE CENTRALES EXISTENTES

La vida útil de muchas instalaciones puede superar los 100 años y es usual contar con equipos con bajas eficiencias de operación, ya sea por su diseño original o por las pérdidas acumuladas durante su vida de servicio, por lo cual se puede trabajar en la modernización de equipos e instalaciones auxiliares que permitan recuperar las eficiencias operativas originales y/o incrementar la capacidad de generación.

Actualmente, se cuenta con 101 presas de generación tanto de CFE como de privados, entre grandes y pequeñas (menores a 30 MW) de capacidad instalada.



Figura 4. Centrales de generación hidroeléctrica actuales

Identificación de centrales para modernización y/o repotenciación

Se identifican 54 presas mayores a 50 años de operación (entre grandes y pequeñas), siendo la más antigua y sin rehabilitación la Central Portezuelos 1 en Atlixco, Puebla; La Laguna, en Tecojotal, Hidalgo construida en 1903 y Umécuaro en 1904, operadas actualmente por CFE; y la Generadora Fénix con la Central Necaxa, en Puebla, construida en 1905. Asimismo, de las presas con capacidad instalada menor a 30 MW se identifican 43 centrales, con una vida útil mayor a 50 años: destaca la Derivadora Echeverría en Puebla, construida en 1880 y una capacidad instalada de 2.80 MW.

De acuerdo con datos del Sistema de Seguridad de Presas, SISP, de la CONAGUA, se identifican en total 411.87 MW de capacidad instalada en 43 centrales actuales de generación con vida útil mayor a 50 años y menores a 30 MW. En la siguiente gráfica se muestran las presas de generación actual más antiguas, así como su capacidad instalada.



Figura 5. Centrales actuales mayores a 50 años



Figura 6. Centrales actuales con más de 50 años y menores a 30 MW

NOMBRE OFICIAL	NOMBRE COMÚN	ESTADO	AÑO DE CONST	UNIDAD	MW	FP
Der. Echeverria	Der. Echeverria	Puebla	1880		2.80	0.41
Central Portezuelos I		Puebla	1898	2	2.00	0.70
La Laguna	Tejocotal	Hidalgo	1903		5.40	0.41
Umecuaro	Umecuaro	Michoacán	1904		0.10	0.41
Generadora Fénix, S. A. P. I. de C. V., Central Necaxa		Puebla	1905	1	16.00	0.82
Los Reyes	Omiltepec	Hidalgo	1913		5.40	0.41
La Boquilla	Lago Toronto	Chihuahua	1916	4	25.00	0.38
Generadora Fénix, S. A. P. I. de C. V., Central Tepexic		Puebla	1923	1	15.00	0.32
Tamazulapan	Derivadora C.H Tamazulapam	Oaxaca	1926	2	2.48	0.34
Ing. Andrew Weiss	La Colina	Chihuahua	1927	1	3.00	0.34
San Pedro Poruas		Michoacán	1928	2	2.56	0.20
Itzicuaro		Michoacán	1929	2	0.62	0.46
La Rosetilla	La Rosetilla	Chihuahua	1931		10.30	0.41
Der. EL Durazno	Der. de la Ch El Durazno	Edo México	1940		18.00	0.41
Bombana	Bombana I	Chiapas	1940	4	5.24	0.49
Bartolinas		Michoacán	1940	2	0.75	0.36
Jumatán		Nayarit	1941	4	2.18	0.64
Der. Puente Grande	Der. Puente Grande	Jalisco	1945	1	9.00	0.43
Micos		San Luis Potosí	1945	2	0.69	0.47
Salvador Alvarado (Sanalona)	Sanalona	Sinaloa	1948	2	14.00	0.57
El Encanto	Derivadora El Encanto	Veracruz	1948	2	10.00	0.05
Zumpimito	Lindanto	Michoacán	1949	2	8.40	0.69
Central Santa Bárbara		Edo México	1951	1	22.53	0.16
Texolo		Veracruz	1951	2	1.60	0.81
Alvaro Obregon	El Oviachic	Sonora	1952	2	19.20	0.70
Electroquímica		San Luis Potosí	1952	1	1.44	0.80
Chapultepec	Chapultepec	Morelos	1952		0.04	0.41
Schpoiná	Schpoina	Chiapas	1953	3	2.24	0.38
Generadora Fénix, S. A. P. I. de C. V., Central Patla	· · · · ·	Puebla	1954	1	15.00	0.39
Adolfo Ruiz Cortines (Mocuzari)	Mocuzari	Sonora	1955	1	9.60	0.58
Minas	Las Minas	Veracruz	1956	3	15.00	0.65
Tacotan	Tacotan	Jalisco	1956		3.53	0.41
Colotlipa	Derivadora Colotlina	Guerrero	1957	4	8.00	0.47
Der. Tuxpan	Derivadora Tuxpan	Michoacán	1957		0.30	0.41
Chilapan	Reguladora Chilapan	Veracruz	1960	4	26.00	0.46
Canseco	Laguna de Catemaco	Veracruz	1960		26.00	0.41
Der. Tepetapan	Derivadora	Veracruz	1960		26.00	0.41
Luis M. Rojas (Intermedia)	Intermedia	Jalisco	1962	1	5.32	0.27
Ambrosio Figueroa	La Venta	Guerrero	1964	5	30.00	0.43
José Cecilio del Valle	Der. El Retiro	Chiapas	1964	3	21.00	0.49
Central Portezuelos II		Puebla	1964	2	2.12	0.28
Der. Atexcaco	Derivadora	Puebla	1964		0.03	0.41
Camilo Arriaga	El Salto II	San Luis Potosí	1966	2	18.00	0.50
				Total	411.87	

Tabla 1. Presas de generación actual mayores a 50 años y menores a 30 MW

Es recomendable que antes de hacer un estudio de rehabilitación y repotenciación de centrales, se analice la factibilidad, tomando en cuenta aspectos económicos, ambientales y de ingeniería, lo cual puede ser realizado mediante la metodología de "Prefactibilidad" de cualquier proyecto hidroeléctrico (Alcaraz, A., Misael, 2011). Se debe poner énfasis en los estudios topográficos y topobatimétricos, para definir las curvas elevaciones-áreas-capacidades del vaso para el nuevo estudio hidrológico; definir nuevamente los niveles de operación de la central y el volumen de almacenamiento y posteriormente hacer la evaluación de los componentes mecánicos que requiere.

EQUIPAMIENTO EN EMBALSES EXISTENTES

Se aprovecha la infraestructura hidráulica existente en el país utilizando obras que no tienen aprovechamiento de energía eléctrica, pero son susceptibles de llegar a esto, con la intención de que puedan ser utilizadas para la generación de energía eléctrica, respetando las necesidades actuales en los usos del agua y sin afectar el entorno económico, social y ambiental. Existen casos donde ya se previó el equipamiento hidroeléctrico y no se llevó a cabo, y que en su mayoría están en un entorno de zonas productivas, como son los distritos de riego.

El Sistema de Seguridad de Presas, SISP, de la Dirección Técnica de la CONAGUA, cuenta con información de 5,828 estructuras hidráulicas, entre presas, bordos, derivadoras, centrales de generación, para uso de riego, agua potable, entre otros, de las cuales se estiman susceptibles de generación hidroeléctrica 2,917 estructuras.



Figura 7. Infraestructura hidráulica existente con uso para riego y derivadoras

Potencial de pequeña, mini y micro generación

Las estructuras consideradas con potencial de generación, son aquellas con uso principalmente en riego, y que cuentan con una obra de toma. Asimismo, no se consideran las presas con volúmenes menores a 15 hm³, ya que muestran un potencial menor a 0.001 MW. Para el cálculo de la generación media anual que es la potencia por el número de horas de operación en un año y el factor de planta (F.P.), se considera este último en función del valor regional de las centrales hidroeléctricas actuales, es decir, de 40.1% (Yaxing Wei and Shih-Chieh Kao, 2012).

Como resultado se identificaron 362 estructuras hidráulicas que tienen esas características, para pequeña (menor a 30 MW), mini (1 a 5 MW) y micro generación (menor a 1 MW), que suma un potencial total identificado de 484.41 MW y de 1,697 GWh de generación anual. De las correspondientes a pequeña generación se identifican 25 presas que suman 279.85 MW y una generación media anual de 981.10 GWh; en mini generación 81 estructuras que suman 162.25 MW y una generación de 568.52 GWh. El resto de microgeneración son 256 estructuras que suman una capacidad de 42.30 MW.

Caudal de operación para generación en infraestructura existente

Se deberá considerar el caudal de operación para riego y los tiempos que se calendarizan en esa actividad y en función de eso programar la generación hidroeléctrica. Dicho caudal o gasto se calcula en función de la "Superficie Física Regada", en Ha, y el "Volumen Distribuido" en miles de m³, de los 108 Distritos de Riego (DR) que existen en el país (Estadísticas Agrícolas de los Distritos de Riego, CONAGUA 2017).



Figura 8. Infraestructura existente con potencial de 5 a 30 MW (25 estructuras, 279.85 MW)



Figura 9. Infraestructura existente con potencial de 1 a 5 MW (81 estructuras, 162.25 MW)

No.	Nombre oficial	Estado	Vol. NAMO (hm³)	NAMO (msnm)	Q (m ³ /s)	Elev. Obra de Toma (m)	MW	GWh
1	Cajón De Peñas	JAL	510.56	130.97	120	104.1	27.49	96.33
2	Francisco Zarco	DGO	309.24	1208.2	150	1184.2	26.49	92.81
3	Lázaro Cárdenas	SON	703.36	830.7	80	788.7	24.72	86.62
4	Solís	GTO	785.54	1892.3	90	1862.5	19.73	69.14
5	Amata	SIN	8.04	132.70	160	117.00	18.48	64.76
6	Josefa Ortiz De Domínguez	SIN	513.86	109.5	100	90	15.67	54.91
7	Corazón de María	QRO	1.56	2340.30	100	2325.00	11.26	39.44
8	Internacional Anzalduas	TAMPS	9.63	30.48	250	24.80	10.45	36.61
9	Ing. Aurelio Benassini Vizcaino	SIN	415.00	154.54	60	131	10.39	36.41
10	Francisco I. Madero	CHIH	355.30	1239.3	52.5	1210.75	10.17	35.63
11	Presidente Benito Juárez	OAX	963.70	124.25	30	79.8	9.81	34.38
12	Venustiano Carranza	COAH	1312.86	261.75	64	241	9.77	34.24
13	Laguna Colorada	CHIH	8.00	1328.30	1.00	94.00	9.08	31.82
14	Picachos	SIN	322.00	124.7	40	95.2	8.68	30.42
15	Basilio Vadillo	JAL	145.72	974.35	22	925.9	7.84	27.48
16	Valle De Bravo	MEX	330.00	1829.55	30	1798.5	6.85	24.01
17	Javier Rojo Gómez	HGO	46.00	1974	50	1948.5	6.60	23.14
18	Guadalupe	MEX	56.70	2305.2	44	2283.87	6.49	22.74
19	Ing. Rodolfo Félix Valdés	SON	130.20	289.36	45	270	6.41	22.46
20	Villa Hidalgo	DGO	26.09	1726.23	35.6	1703	6.19	21.70
21	Manuel Ávila Camacho	PUE	303.71	2059	50	2043.71	5.62	19.71
22	El Centenario	QRO	13.76	1896.70	74.52	1886.50	5.59	20.09
23	Ing. Luis L. León	CHIH	292.46	1034.8	40	1016	5.53	19.39
24	Der. Jocoqui	AGS	10.60	1942.40	35.67	1908.60	5.32	18.63
25	Endhó	HGO	182.00	2018	35	1997.8	5.20	18.23

Tabla 2. Presas potenciales de pequeña generación (menor a 30 MW y mayor a 5 MW)

CONCLUSIONES

Actualmente el IMTA y el INEEL, están impulsando las "Oportunidades de desarrollo de la generación hidroeléctrica" a través de tres grandes temas: 1. Caracterización y evaluación de los recursos, 2. Desarrollo de Tecnología y 3. Participación en el mercado eléctrico. Y mediante cuatro esquemas de aprovechamiento hidroeléctrico para ser competitivos en el Mercado Eléctrico: nuevas centrales de generación; uso de infraestructura hidráulica existente; modernización y/o repotenciación de centrales y; almacenamiento de energía por bombeo hidráulico.

Para atender lo anterior se está impulsando la creación de un Centro Mexicano en Innovación en Energía Hidroeléctrica (CEMIE-Hidro), cuyo objetivo es permitir al sector abatir las barreras y aprovechar los retos científicos y tecnológicos que enfrenta el país para el aprovechamiento sustentable de la energía. En el presente estudio se analiza la situación actual de los dos primeros esquemas de aprovechamiento: la modernización de centrales y el uso de infraestructura existente.

El primero se refiere a aquellas centrales que su vida útil puede superar los 100 años, con equipos con bajas eficiencias de operación, principalmente por las pérdidas acumuladas durante su vida de servicio, por lo que se puede trabajar en la modernización de equipos e instalaciones auxiliares que permitan recuperar las eficiencias o incrementar la capacidad de generación. De las 101 presas de generación actual tanto de CFE como de privados se identifican 43 mayores a 50 años de operación, y con una capacidad instalada menor a 30 MW.

El segundo esquema, se refiere al equipamiento de instalaciones no concebidas originalmente para la generación de energía eléctrica, pero que son susceptibles de llegar a esto, como son las presas de

almacenamiento, derivadoras, canales de riego, principalmente, donde la componente que se requiere agregar es, sólo la obra hidroeléctrica y la de transmisión eléctrica. Se identificaron 2,916 estructuras susceptibles de generación, que equivale a un potencial total de 484.41 MW y 1,697 GWh.

Este documento sienta las bases para la conformación de un CEMIE-Hidro, necesario para complementar el binomio agua-energía que contribuirá en las políticas energéticas, ambientales e hídricas del país. La reactivación de este sector y su consolidación como fuente flexible de energía renovable, dentro de un mercado abierto altamente competitivo y con una cada vez mayor participación de fuentes intermitentes de generación, requiere atención y avances en los rubros siguientes: Tecnología y modalidades de generación; Operación y Desarrollo Sustentable; Mejores ingresos y estructuras de mercado; Optimización del Marco Regulatorio y; Mejor colaboración, educación y alcances.

REFERENCIAS

Alcaraz, A., Misael. (2011). Tesis de Maestría. Repotenciación de centrales hidroeléctricas: una alternativa para aumentar la capacidad de generación de energía eléctrica.

Capacity and Generation. International Renewable Energy Agency, IRENA.

Estadísticas Agrícolas de los Distritos de Riego, CONAGUA 2017.

Programa de Desarrollo del Sistema Eléctrico Nacional, PRODESEN 2017-2031. SENER

Sistema de Seguridad de Presas, SISP, CONAGUA, 2017

Yaxing Wei and Shih-Chieh Kao (2012). An Assessment of Energy Potential at Non-Powered Dams in the United States. U.S. Department of Energy. Energy Efficiency & Renewable Energy. Wind & Water Power Program. Boualem Hadjerioua.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

FACTIBILIDAD DEL RECICLADO DE AGUA DE TANQUES DE TORMENTA PARA OTROS USOS URBANOS EN UNA ZONA DE ESTUDIO DE LA CIUDAD DE BOGOTÁ

¹Laura Solarte, ²María Mendoza, ³Juan Saldarriaga

^{1, 2} Investigador, Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados (CIACUA), Universidad de Los Andes ³Profesor Titular, Departamento de Ingeniería civil y ambiental, Universidad de Los Andes, Colombia Im.solarte26@uniandes.edu.co, ma.mendozao@uniandes.edu.co, jsaldarr@uniandes.edu.co

RESUMEN:

El presente articulo expone una serie de análisis realizados para evaluar la viabilidad del aprovechamiento de agua de tanques de tormenta, para usos urbanos no potables, como una alternativa para la reutilización y aprovechamiento en áreas residenciales de una zona definida, centros comerciales y parques recreativos dentro de la ciudad de Bogotá, Colombia. A través de una modelación hidráulica realizada con los softwares EPASWMM y OptiTank. Este análisis incluye la definición del problema, la zona de estudio, las estaciones meteorológicas utilizadas, el análisis de la información de lluvia, el cálculo del volumen de agua disponible y, por último, las redes de drenaje urbano evaluadas dentro de la ciudad de Bogotá. Todo esto se embarca en la planeación y construcción de Sistemas de Drenaje Urbanos Sostenibles como una alternativa interesante en el ámbito económico como ambiental para suplir por lo menos un porcentaje de la demanda de agua de la población.

ABSTRACT:

This paper presents a series of analyzes carried out to evaluate the feasibility of using water from storm tanks, for not drinkable urban uses, as an alternative for the reuse in residential areas of a defined area, shopping centers and recreational parks in Bogota, Colombia. Through a hydraulic modeling carried out with the EPASWMM and OptiTank softwares. This analysis includes the definition of the problem, the study area, the meteorological stations used, the analysis of rainfall information, the calculation of the volume of water available and, finally, the urban drainage networks evaluated within the Bogotá city. All of this is based on the planning and construction of Sustainable Urban Drainage Systems as an interesting alternative in the economic and environmental field to supply at least a percentage of the population's water demand.

PALABRAS CLAVE: Tanques de tormenta, reciclado de agua, OptiTank, sistema de drenaje urbano sostenible.

INTRODUCCIÓN:

Con el desarrollo y asentamiento de la población en conglomerados que dieron origen a las ciudades, la impermeabilización de zonas antes naturalmente permeables desencadenó aumento en las escorrentías de manera que, en alternativas para su manejo, el aprovechamiento representa una opción interesante en el ámbito económico como ambiental y el reciclaje de agua lluvias surge como una alternativa interesante para suplir, por lo menos en parte, la creciente demanda de agua potable de los habitantes de los centros poblados (De Graaf, 2007; Vishwanath, 2001).

Todo esto se embarca en la planeación y construcción de Sistemas de Drenaje Urbanos Sostenibles (SUDS) que han sido puestos en marcha en muchos países líderes en prácticas de manejos de aguas lluvias. La implementación de estos sistemas puede mejorar la calidad del paisaje, reducir el transporte de contaminantes, disminuir el caudal pico producido por la precipitación que ocurre en el alcantarillado pluvial y disminuir el uso de agua potable para irrigación (Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization, 2005). Desde hace algunos años, el número de iniciativas para manejar el ciclo del agua dentro de las ciudades, de la forma más sostenible posible, han estado incrementando e incluyen, entre otros aspectos clave, el apropiado consumo del agua potable, la inclusión del reciclado del agua lluvia para usos no potables y el menor desperdicio de agua. La planeación y construcción de Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenibles (SUDS) puede llegar a generar muchos beneficios para las ciudades, entre los que se cuentan: mejorar la calidad del paisaje, reducir el transporte de contaminantes, disminuir el caudal pico producido por la precipitación que ocurre en el alcantarillado pluvial y disminuir el uso de agua potable para irrigación (Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization, 2005).

A pesar de las ventajas, a nivel de vivienda no existe mucho interés debido al riesgo que representa a la salud de los habitantes almacenar agua sin ningún tratamiento por periodos de tiempo prolongado. Sin embargo, a esta escala el agua se utilizaría para procesos que no requieran alta calidad. En esta investigación se utilizarán estructuras hidráulicas (tanques de tormenta) que sirven para el almacenamiento de agua lluvia, regulando el caudal de salida hacia la red y amortiguando el caudal pico que se produce en un evento de lluvia extremo y que puede causar inundaciones y se tendrán como zonas de interés lugares privados en la ciudad de Bogotá, Colombia con gran consumo y grandes áreas de recolección de aguas lluvias para su posterior aprovechamiento. Todo lo anterior con el fin de evaluar la viabilidad del aprovechamiento de agua de tanques de tormenta, para usos urbanos no potables.

MARCO TEÓRICO

Las inundaciones en áreas urbanas, causadas por la falta de capacidad de los sistemas de drenaje urbano existentes y por el incremento en precipitación relacionado con el Cambio Climático, se han convertido en un gran problema para los centros urbanos de la actualidad. El incremento de áreas impermeables, producto de la urbanización, resulta en el aumento de los caudales de escorrentía debido a la reducción de las tasas de infiltración, generando inundaciones, así como un alto transporte de contaminantes hacia los cuerpos receptores. Los dos fenómenos mencionados anteriormente producen pérdidas económicas y ambientales significativas (Scholz, 2016).

En diferentes lugares del mundo, se han desarrollado enfoques que buscan, entre otros elementos, integrar el ciclo de agua urbano y optimizar los recursos existentes. Estas prácticas de sistemas urbanos de drenaje sostenible toman el nombre de Best Management Practices (BMP) en Estados Unidos, Sustainable Drainage Systems (SUDS) en Reino Unido y Water Sensitive Urban Design (WSUD) en Australia. A pesar de tener nombres diferentes en los tres países, estos conjuntos de prácticas consisten en simular el ciclo natural del agua e incluso ayudar a tratar la escorrentía, mejorando su calidad sustancialmente alcanzando estándares aceptables (Scholz, 2016). A través de estructuras SUDS se puede favorecer la infiltración del agua lluvia, disminuir el pico de caudal de

tormenta que se dirige hacia el cuerpo receptor, lograr conducir este pico a pondajes (como humedales y/o lagunas artificiales) donde se almacena de forma temporal el agua y luego transportarla hacia el cuerpo receptor.

Al analizar el ciclo del agua en un lugar que se encuentra urbanizado, la mayoría del agua se cuantifica como escorrentía superficial mientras que el flujo subterráneo, relacionado con la infiltración, se ve drásticamente reducido. Lo anterior causa que los volúmenes de escorrentía superficial alcancen muy rápidamente los cuerpos receptores generando inundaciones. Lo contrario a este escenario ocurriría en una zona rural donde el agua, en su mayoría, se infiltraría y tardaría más en llegar al cuerpo receptor.

Los tanques de tormenta sirven para el almacenamiento de agua lluvia, regulando el caudal de salida hacia la red y amortiguando el caudal pico que se produce en un evento de lluvia extremo y que puede causar inundaciones. Dichos eventos extremos son fenómenos transitorios y dinámicos, que al ser transitados por estas estructuras SUDS, pueden ser regulados en términos de caudales que entrega la red al cuerpo receptor, tanto en volumen como en calidad (Rincón, 2016; Bustos, 2017). La recolección tiene lugar en desagües, arroyos o estanques. El almacenamiento consiste en mantener el agua en embalses o tanques para equilibrar la oferta y la demanda; dichos tanques pueden ser on-line (construido en el lugar) u off-line (construido a cierta distancia del punto de captación). El tratamiento se hace con el objetivo de reducir la contaminación y con ello los riegos a la salud pública y al medio ambiente, o para cumplir cualquier requisito adicional de los usuarios finales. Finalmente, la distribución que consta en la entrega a los usuarios finales el recurso cumpliendo con los requisitos de calidad (Madrid, 2016).

METODOLOGÍA

Los tanques de tormenta pueden tener diferentes funcionalidades, por lo que se pueden construir para controlar la calidad de agua que se vierte en el cuerpo receptor o para regular los caudales de aguas lluvias o, en otras palabras, amortiguar el caudal pico producido por la precipitación que ocurre en las áreas aferentes al alcantarillado pluvial (Rincón, 2016). Para esta investigación se tuvo en cuenta, en primera instancia, los volúmenes que son capaces de suministrar los tanques de tormenta dependiendo del volumen de precipitación que cae sobre la zona de estudio. Dado lo anterior, se utilizó información de las Tesis de Maestría de Rincón (2016), Madrid (2016) y Bustos (2017) que trabajaron sobre el tema de tanques de tormenta en la ciudad de Bogotá.

1. Información hidrológica

Se obtuvo la información climatológica de la ciudad de Bogotá por medio de las entidades encargadas (Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales, IDEAM y Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá, Colombia EAAB), las cuales cuentan con estaciones en el área de estudio. Las seleccionadas para esta investigación se encuentan registradas en las Tablas 1 y 2. De las estaciones pertenecientes al IDEAM solo se decidió tomar la estación de Emmanuel D Alzon, dado que era la única que se encontraba en funcionamiento y poseía datos diarios de precipitación completos. Por otro lado las estaciones disponibles de la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá, presentaban la mayor cantidad de días de lluvia, tenían una buena calidad de los datos de precipitación y todas se encontraban activas, por lo cual las cinco estaciones se usaron para el análisis de la información de lluvia. Posterior a esto, se analizó la información de lluvia y se calculó la cantidad de días que puede llover continuamente en la ciudad, con el objetivo de determinar cada cuánto tiempo debería vaciarse el tanque de tormenta para recibir el siguiente aguacero bajo el peor escenario posible; es decir, en los meses más lluviosos de un año típico.

Código	Nombre	Latitud (N)	Longitud (W)	Inicio	Clausura
21206540	EDIFICIO PREMIUM	441	7403	1997	2008
21206190	UNIV PEDAGOGICA NA	440	7404	1986	2008
21205730	CENTRO MED ANDES	441	7402	1985	2011
21201230	ENMANUEL D ALZON	442	7404	1974	2017

Tabla 1. – Estaciones Meteorológicas IDEAM.

 Tabla 2. – Estaciones Meteorológicas EAAB.

Código	Nombre	Dirección	Inicio	Clausura
20111	USAQUEN SANTA ANA	Calle 114 No 2	1929	2017
20040	SAN LUIS	Calle 72 No 2	1936	2016
20023	SAN DIEGO	Universidad Distrital	1946	2016
20196	SALITRE CASA DE BOMBAS	Calle 82 No 121	1975	2017
20202	SERREZUELA	Calle 182 No 3 Este	1990	2017

2. Volúmenes de agua de la zona

Los volúmenes de consumo de agua potable de los grandes consumidores de la ciudad y los consumos residenciales de los barrios escogidos fueron suministrados por la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá, Colombia. La información fue separada entre centros recreativos, centros comerciales y barrios de la zona de estudio, cada uno de estos con información diferente a analizar.

3. Simulación de la red evaluada

Se realizó la modelación de la red de alcantarillado pluvial de la zona de estudio Chicó Norte, a través del software de modelación hidráulica EPASWMM. Se definieron las áreas de captación teniendo en cuenta el tipo de suelo y las áreas disponibles para la ubicación de posibles tanques de tormenta. Además, se calculó la red con un hietograma de precipitación sin Cambio Climático y otro con Cambio Climático, con el objetivo de analizar la diferencia de volúmenes de agua lluvia en la red. Posterior al cálculo de la red hidráulica, se procedió a utilizar el programa OptiTank (Iglesias, et al., 2014) como herramienta para lograr la optimación de redes de drenaje, sin utilización de elementos de control en tiempo real. Este programa permite definir ubicaciones estratégicas de tanques de tormenta, evaluando el tamaño mínimo necesario con el objetivo de minimizar las inundaciones en una red de drenaje. A continuación, se muestra como sería el orden del desarrollo de cada uno de los escenarios con sus respectivos casos:

- Escenario 1. Sin cambio climático
 - Caso 1.1. Sin Cambio Climático Todos los nudos
 - Caso 1.2. Sin Cambio Climático Zonas disponibles
- Escenario 2. Con Cambio Climático
 - o Caso 2.1. Con Cambio Climático Todos los nudos
 - o Caso 2.2. Con Cambio Climático Zonas disponibles

3.1. Modelo hidráulico de la red

Para la elaboración del modelo hidráulico de la red fue primordial la gestión de la información ante las entidades correspondientes. Es muy importante anotar que la información requerida fue difícil de obtener incluso para las entidades encargadas, por lo cual se hizo necesario trabajar con la información disponible y hacer las suposiciones requeridas según fuera el caso. De igual forma, se realizaron modificaciones en la red que hacen que ya no sea igual a la real. Esto último correspondió a restricciones en el programa a utilizar para realizar la simulación.

La información básica requerida para la elaboración de la red de alcantarillado pluvial de la zona de estudio fue la siguiente:

- Cotas de fondo y cotas rasantes de cada uno de los nudos.
- Delimitación de cada una de las cuencas urbanas; es decir, las cuencas de drenaje para cada uno de los nudos de la red. Este procedimiento se realizó con la delimitación de Polígonos de Thiessen disponible en el ArcToolbox del software ArcGIS.
- Delimitación de las cuencas rurales con ayuda de las curvas de nivel proporcionadas por el Infraestructura de Datos Espaciales de Distrito Capital (IDECA). Dichas cuencas fueron conectadas directa o indirectamente al Canal Molinos.
- Porcentaje de área impermeable para cada una de las subcuencas creadas en el paso anterior. Para ello fue necesario hacer uso de un mapa que contuviera los usos del suelo de la zona en estudio. En caso de no contar con este tipo de mapa, éste se puede trazar calcando una imagen satelital en ArcGIS.
- Infiltración calculada para cada una de las sub cuencas. Para esto se opta por utilizar el método de Número de Curva desarrollado por el Soil Conservation Service (SCS) de Estados Unidos en 1975.
- Nudos de entrada y de salida para cada una de las tuberías.
- Propiedades de cada una de las tuberías: longitud y coeficiente de Manning (material).
- Sección transversal para cada tubería (circular, rectangular o de otro tipo).
- Coordenadas X y Y calculadas de cada uno de los nudos de la red.
- Evento de precipitación.

3.2. Ubicación de los tanques de tormenta

Debido a una restricción del programa OptiTank, fue necesario utilizar la versión 5 del programa EPASWMM en español (EPA, 2017) para asegurar que los optimizadores funcionaran. OptiTank funciona bajo algoritmos genéticos y trabaja sin control hidráulico, lo que quiere decir que el funcionamiento de las estructuras se debe a la acción de las fuerzas gravitacionales y no cuentan con ningún elemento de control (Amorocho, Barrera, & Celeita, 2016).

En primer lugar, se debe cargar el archivo de entrada con los datos de la red de alcantarillado pluvial modelada en el programa EPASWMM. Seguidamente se definen las opciones de optimización del modelo. En esta parte se solicita el modelo de cálculo de volumen y se selecciona el volumen útil de agua. Posteriormente, se deben optimizar los conductos o los nudos de la red. Para lo anterior, es importante un proceso previo al ingreso de los datos que corresponde a un análisis en ArcGIS para determinar el espacio disponible, en cada uno de los pozos potencialmente inundables. Debido a que en esta investigación se optimizaron los nudos con el análisis anterior, se buscó la opción nudos, se seleccionaron aquellos que fueran potencialmente inundables y se les ingresó el rango de área mínima y máxima que podían tener. Finalmente, se selecciona la opción Calcular y se debe especificar el número de generaciones con cambio y el tamaño de la población. A continuación, inicia la optimización de la red mostrando los resultados en cada una de las iteraciones. Dichos resultados incluyen la función objetivo con sus costos en euros, datos de la simulación hidráulica y datos de la simulación actual con el tiempo de simulación final. Una vez terminado el proceso, se genera un archivo que se puede abrir en EPASWMM si se ha seleccionado la opción de Escenarios al finalizar la corrida. Esto último permite analizar los resultados obtenidos mediante el programa optimizador.

El procedimiento anteriormente descrito permitió, finalmente, comparar los volúmenes de agua demandados con los disponibles, teniendo en cuenta la cantidad de agua lluvia proveniente del análisis de la información de precipitación y la modelación hidráulica de la red de drenaje urbano.

Llegados a este punto, se evaluó qué tan factible era el reciclado de agua de los tanques de tormenta para usos urbanos no potables, comparando volúmenes de consumo y volúmenes de agua lluvia de escorrentía.

ZONA DE ESTUDIO

La red Chicó Norte se encuentra ubicada entre la calle 100 a la 127 y desde la Autopista Norte hasta los Cerros Orientales en la ciudad de Bogotá, Colombia. Pertenece a la localidad de Usaquén y está compuesta por 14 barrios, que tienen entre sus usos tipos comerciales, multiservicios, industriales, oficiales, especiales y residenciales, en su gran mayoría. Esta zona contiene grandes centros comerciales como Unicentro y Hacienda Santa Bárbara, así como colegios y universidades como Colegio Nuestra Señora del Buen Consejo, Gimnasio los Cerros, Colegio Patria, Universidad Militar Nueva Granada y Escuela de Infantería Cantón Norte. Los barrios que comprenden esta red son:

- Santa Ana Occidental
- Santa Ana
- Rincón del Chicó
- Santa Bárbara Central
- Chicó Norte II Sector
- Santa Bárbara Occidental
- San Patricio

- Santa Bárbara Oriental
- Santa Bibiana
- Molinos Norte
- Chicó Norte
- Usaquén
- Escuela De Caballería I
- Escuela De Infantería

Grandes consumidores

Se estudiaron también los grandes consumidores de la ciudad, que en su gran mayoría resultaron ser centros comerciales, debido a la gran concentración de personas a nivel diario, así como por las grandes áreas disponibles para la construcción de tanques de tormenta. Por otro lado, se tuvieron en cuenta lugares como el Cici Aqua Parque (parque acuático que cuenta con 1,200m³ de agua y está en capacidad de recibir 2000 personas por día), Maloka (empresa privada sin ánimo de lucro que cuenta con un centro interactivo dedicado a la ciencia y tecnología con un área de 17,000 m², parte de esta área en el subsuelo) y el Parque Mundo Aventura (con un área de 13 hectáreas incluido el estadio Metropolitano de Techo, con una capacidad de 900 personas por día según la Alcaldía Mayor de Bogotá D.C.).

Los grandes consumidores de los cuales se obtuvo información correspondiente a los volúmenes de consumo por parte de la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá, Colombia EAAB se listan a continuación:

- C.C. Andino
- C.C. Bulevar
- C.C. Centro Mayor
- C.C. Centro Suba
- Cici Aqua Parque
- C.C. El Retiro
- C.C. Galerías
- C.C. Gran Estación
- C.C. Hacienda Santa Bárbara
- C.C. Hayuelos
- Maloka
- C.C. Mercurio

- Mundo Aventura
- C.C. Plaza De Las Américas
- C.C. Plaza Imperial
- C.C. Portal De La 80
- C.C. Salitre Plaza
- C.C. Santa Ana
- C.C. Santafé
- C.C. Tintal Plaza
- C.C. Titan Plaza
- C.C. Unicentro
- C.C Unicentro De Occidente

La información suministrada por Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá, Colombia EAAB permitió relacionar los consumos de agua potable, en caudales, de los grandes consumidores de Bogotá dentro de los últimos 15 años, con su respectivo diámetro de acometida. La información

solicitada para los barrios seleccionados fueron caudales de consumo registrados para los últimos 8 meses, tipo de uso, estrato y número de días facturados.

RESULTADOS

1. Información hidrológica

El resultado de la estimación del número de días de lluvia continua promedio se utiliza para es analizar en cuánto tiempo debe utilizarse el agua almacenada en cuánto tiempo debe vaciarse el tanque de tormenta para tener capacidad para el siguiente aguacero. En la Figura 1 se puede observar, para cada estación disponible, en barras, el máximo número de días que puede llegar a llover en cada mes típico húmedo, tanto en total como de forma continua. Además se puede concluir que el número de días en que se registró lluvia para todas las estaciones son muy similares, excepto por la estación de Emanuel D Alzon que tiene los menores valores de números de días de lluvia.



Figura 1. – Resultado de los días de lluvia.

En los meses de abril, octubre y noviembre, puede llover en promedio hasta 8 días continuos, con una profundidad más de 72 mm y una desviación estándar asociada de 2.1. Lo anterior implicaba que la dispersión de los datos alrededor de la media no era alta; es decir, que era un resultado apropiado y que era adecuado utilizarlo para los análisis posteriores de esta investigación. En la Tabla 3 se muestra el resumen de los resultados con su respectiva desviación estándar, mínimo, promedio y máximo de los datos para los tres meses críticos.

	Total lluvia Mes (mm)	total días de lluvia al mes (días)	Máx. Lluvia continua (mm)	Máx. días lluvia continua (días)
Mínimo	108.10	12	47.95	4
Promedio	136.04	19	72.58	8
Máximo	169.57	22	98.87	12
Desviación	17.5	3.1	13.3	2.1

Tabla 3. -Resumen de los resultados.

2. Volúmenes de agua de la zona

El análisis del volumen de consumo se realizó separando los centros comerciales de los tres centros recreativos con información disponible. Debido a que los centros recreativos tienen funciones diferentes. Cabe mencionar que en el Reglamento Técnico Colombiano del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (2012) en el Titulo B se recomiendan valores mínimos de consumo en comercios, los que se encuentran en litros por metro cuadrado por día, para locales comerciales u oficinas. Sin embargo, esta información no es de gran utilidad ya que el agua de tanques de tormenta no es apta para el consumo humano, por la baja calidad con la que llegaría al tanque y, por esta razón, no se podría utilizar sin antes tratarla apropiadamente para usos potables. En países

como Alemania, India, Reino Unido y Estados Unidos no se permite el empleo de este tipo de agua para el consumo humano, solo para disminuir el consumo de agua potable en usos en los que no se requiere una alta calidad (como para el funcionamiento de inodoros, urinales, riego de jardines, lavado de carros, protección contra incendios, limpieza y mantenimiento de vías o fachadas) (Madrid, 2016).

Los resultados más importantes son los que se muestran en la Tabla 4, donde se observan los consumos diarios, mensuales y anuales promedio de cada centro recreativo. Adicionalmente, se presenta la cantidad de personas que, en promedio, pueden entrar en un día y el área construida de cada uno de estos centros.

Centro Recreativo	Día (m ³)	Mes (m ³)	Año (m ³)	Personas/día	Área (m ²)
Cici Aqua Parque	182	5,479	67,392	2,000	5,025
Mundo Aventura	114	3,437	41,670	9,000	130,000
Maloka	47	1,428	17,157	1,200	17,000

 Tabla 4. -Resumen de los resultados de los Centros Recreativos.

La información relacionada con el consumo de agua potable de los centros comerciales de la zona, relevante para este trabajo de investigación correspondió a tres en específico, que se pueden consultar en la Tabla 5.

Centro Comercial	Día (m ³)	Mes (m ³)	Año (m ³)	Locales	Área (ha)
Unicentro	343	10,348	124,624	310	12.3
Hacienda Santa Bárbara	194	5,837	70,213	429	3.2
Santa Ana	35	1,067	12,765	50	1.7

 Tabla 5. - Resultados consumos centros comerciales.

El consumo total de la zona de estudio alcanzó un volumen de agua potable total en un día promedio de 20,535 m³, con un total de usuarios de 48,069. De ese total, solo la zona residencial consume 14,186 m³, con 41,778 usuarios. Este último valor es el que resulta particularmente importante en esta investigación

Tipo de Uso	Número de Usuarios	Consumo total acumulado (m ³ /día)
Comercial	6,002	4,894
Especial	13	266
Industrial	125	336
Multiusuario	118	78
Oficial	33	775
Residencial	41,778	14,186
Total	48,069	20,535

Tabla 6. - Consumos de la zona de estudio.

3. Simulación de la red evaluada

En los trabajos de Rincón (2016) y Bustos (2017) se menciona que el orden de magnitud del tamaño de los tanques está restringido por el área máxima disponible del terreno para la construcción del mismo. De la misma forma, se debe considerar el evento de lluvia que se escogió, ya que los eventos tienen aplicados Cambio Climático, lo que hace que sea mayor el volumen necesario de los tanques, para disminuir el porcentaje de inundación de la zona estudiada.

La red Chicó Norte posee en total 1,211 nudos en un área de 1,083.32 hectáreas. La anterior área se divide en tres tipos diferentes: (i) zonas duras con 562 hectáreas, (ii) zonas verdes (parques urbanos) con una extensión de 42.3 hectáreas y finalmente, (iii) cuencas rurales de los cerros orientales con 749.2 hectáreas. La mayor parte de la red es drenada por el Canal Molinos que la atraviesa. Éste último es el conducto principal de drenaje, con un solo punto de descarga que finaliza en este mismo canal. El cálculo del tiempo de concentración se hizo en función del área y se utilizó la

ecuación de Pilgrim y McDermott [1], (Gutierrez, 2010) que se sugiere para cuencas con áreas menores a 250 km², tal como son las cuencas estudiadas.

$$Tc = 0.76 * A^{0.38}$$
[1]

3.1. Modelo hidráulico de la red y ubicación de tanques de tormenta

El modelo hidráulico se realizó en EPASWMM a partir de hietogramas de precipitación: uno con Cambio Climático y otro sin este. Adicionalmente, en el programa OptiTank se desarrollaron cuatro casos diferentes: dos sin Cambio Climático y dos con Cambio Climático. Cada escenario tuvo en cuenta como primer caso, que los nudos de la red eran factibles para generar tanques de tormenta. Lo anterior, con la intensión de simular que en todas las viviendas que comprenden la red tenían la posibilidad de instalar un sistema de almacenamiento de aguas lluvias. Para el segundo caso, se tuvieron en cuenta únicamente las áreas verdes y parqueaderos de los centros comerciales como zonas disponibles para la instalación de tanques de tormenta. Cada uno de estos casos arrojó valores de costos en euros y volumen en metros cúbicos (Tabla 7). En la figura 2 y 3 se observa cómo se distribuyeron los volúmenes de los tanques obtenidos, en cada uno de los casos.



Figura 2. – Resultados de optimización caso 1 y 3. Posibilidad de todos los nudos como tanques de tormenta.



Figura 3. – Resultados de optimización caso 2 y 4. Tanques de tormenta únicamente en zonas verdes y parqueaderos.

Tabla 7. - Resultados simulaciones OptiTank.

Degultados de cada itaración	Escenario 1. Sin C	Cambio Climático	Escenario 2. Con Cambio Climático		
Resultados de cada itel ación	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	
No de Generación	55	55	155	48	
Generaciones sin cambio	10	10	10	8	
Iteración	99	99	99	99	
Tiempo de la corrida	9.25	9.05	28.29	10.99	
Función Objetivo					
Costo función Objetivo	€ 20,710,966.46	€ 2,141,228.03	€ 21,415,929.05	€ 5,821,108.04	
Costo inundación	€ -	€ 194,996.99	€ 6,276.69	€ 3,388,483.70	
Costo tanques	€ 20,710,966.46	€ 1,946,231.04	€ 21,409,652.36	€ 2,432,624.34	
	Datos de la si	mulación hidráulio	ca		
Volumen inundación (m ³)	-	195.00	6.28	3,388.48	
Nivel máx. inundación (m)	-	0.09	0.01	1.42	
No Nudos inundados	0	13	3	122	
Volumen agua red (m ³)	35,618.10	35,659.97	52,524.15	52,970.15	
No Nudos cambiados	12	12	105	53	
Volumen Tanques (m ³)	914.51	307.78	16,842.40	12,894.41	
	Arch	ivo original			
Volumen inundación (m ³)	313.39	313.39	5,187.45	5,187.45	
Depósitos (Vol. Inicial)	0	0	0	0	
	Archiv	o Optimizado			
Volumen inundación (m ³)	-	195.00	6.28	3,388.48	
Reducción Inundación	100%	37.8%	99.88%	34.68%	
Volumen (Acumulado Red)	35,618.10	35,659.97	52,524.15	52,970.15	
Depósitos (Vol. Inicial)	€ 20,710,966.46	€ 1,946,231.04	€ 21,409,652.36	€ 2,432,624.34	
Función Objetivo	€ 20,710,966.46	€ 2,141,228.03	€ 21,415,929.05	€ 5,821,108.04	

Los resultados de la optimización de los tanques de tormenta en la red Chicó Norte arrojaron que en el caso 1 y caso 3, que simulan tanques en todos los nudos de la red, se presentó una reducción de la inundación cercana al 100%; sin embargo, es necesario mencionar que esta solución es más costosa respecto a los otros dos casos. La reducción de la inundación fue menor, con un 34.68 % a 37.8 %, cuando solo se utilizaron zonas disponibles como parques y parqueaderos. Dado lo anterior, el caso 2 y caso 3 resultaron más económicos, a pesar de que se generó un costo adicional relacionado con los daños de la posible inundación.

Vale la pena resaltar que los usos posibles para el agua lluvia, estudiados en esta investigación, fueron solo no potables; es decir, aquellos que no necesitan una calidad adecuada para consumo (lavado de pisos, fachadas, autos, maquinarias, riego de jardines y uso de sanitarios, entre otros). Por esta razón, el consumo de agua potable no pudo ser remplazado totalmente por el agua lluvia almacenada. Sobre este porcentaje de remplazo existen muchos estudios a nivel internacional en los que se proponen diferentes valores. En el trabajo de investigación de Martínez (2017), se presenta una revisión bibliográfica de este valor especialmente en países latinoamericanos, en lo que se tiene una cultura similar en consumo a la de Colombia.

De acuerdo con lo anterior, solo sería posible remplazar un volumen de 5,889 m³ diario, como se observa en la Tabla 8. El anterior valor se calculó como el 40% del valor total del consumo de agua potable, que correspondía a la fracción relacionada con usos no potables. Estos resultados hacen que se pueda descartar el escenario con Cambio Climático, debido a que el volumen para ese caso sobrepasaba los 10,000 m³ de agua lluvia mientras que, en cualquiera de los dos primeros casos, los usos no potables de la zona podían llegar a consumir el agua lluvia almacenada.

Tipo de Uso	Consumo en un día (m ³)
Residencial	14,186
Unicentro	343
Hacienda Santa Bárbara	194
Total	14,723 x 40% = 5,889

Tabla 8. – Consumo real	de la zona de estudio.
-------------------------	------------------------

CONCLUSIONES

La presente investigación permitió generar una idea general de las posibilidades de reutilización de agua lluvia, utilizando tanques de tormenta, para la zona de estudio. De acuerdo con lo anterior, el principal objetivo era encontrar el volumen de almacenamiento apropiado para satisfacer una demanda determinada, basándose en datos reales de consumo y, de esta manera, disminuir el porcentaje de inundación obtenido en las modelaciones de redes de alcantarillados pluviales. El cálculo del volumen de los tanques se realizó utilizando metodologías de optimización, como las empleadas en los trabajos de investigación de Bustos (2016) y Rincón (2017). Adicionalmente, se hicieron diseños utilizando condiciones de Cambio Climático para contar con resultados aplicados a escenarios futuros.

En el análisis de información de precipitación, se encontró que en la zona de estudio puede llover en promedio, hasta 8 días continuos en los meses más lluviosos del año. Lo anterior, genera un valor de lluvia acumulada de 72 mm aproximadamente. En el estudio del volumen de agua demandada, se analizaron 3 centros recreativos y 21 centros comerciales de la ciudad, considerados como grandes por tener más de 10,000 m² de área (OTC, 2014). Se encontró que el centro comercial que más consume es Centro Mayor, con 375 m³ diarios en un área de 9 hectáreas, seguido por Unicentro, con 343 m³ diarios en 12.3 hectáreas. De los centros recreativos, el que generaría mayor impacto en relación con esta investigación sería el Parque Mundo Aventura dado que recibe alrededor de 9,000 personas diarias, en un área de 130,000 m² y puede llegar a consumir en promedio, 114 m³ diarios.

De las redes de drenaje evaluadas en los trabajos de investigación anteriores a éste, se encontró que la aplicación de Cambio Climático en los datos de lluvia puede aumentar el volumen de inundación, incrementando los volúmenes de los tanques de tormenta.

Los tanques de tormenta planteados para cada uno de los predios de la zona pueden reducir los picos de agua lluvia, aunque sería muy costoso debido a 4 razones fundamentales: (i) Implementación inicial, (ii) Construcción de una red separada de aguas lluvias y agua potable en cada uno de los predios, (iii) Costos de consumo de energía si el suministro de agua lluvia se hace por bombeo y (iv) Mantenimiento y operación. Lo anterior, implica problemas de seguridad con respecto a la salud de los habitantes de las viviendas, ya que cada una de las salidas de agua lluvia deben estar bien demarcadas, para evitar problemas de salubridad.

REFERENCIAS

Amorocho, H. D., Barrera, J. C., & Celeita, D. (2016). Dimensionamiento óptimo de tanques de almacenamiento con y sin control hidráulico. *IAHR*.

Bustos, K. A. (2017). Prueba de la Metodología de localización de tanques de tormenta en sectores de la ciudad de Bogotá y Medellín. *Tesis de Maestría*. Bogotá, Colombia: Universidad de los Andes.

Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization. (2005). *WSUD Engineering Procedures: Stormwater. Collingwood.* Collingwood, Vic: CSIRO Publishing.

De Graaf, R. V. (2007). Local Water Resources and Urban Renewal.A Rotterdam Case Study. *NOVATECH* 2007, 6th International Conference on Sustainable Techniques and Strategies in Urban Water Management., 189-196.

EPA. (2017). United States Environmental Protection Agency: https://www.epa.gov/water-research/storm-water-management-model-swmm

Gutierrez, A. B. (2010). Estimación Del Tiempo De Concentración Y Tiempo De Rezago En La Cuenca Experimental Urbana De La Quebrada San Luis, Manizales. (U. N. Colombia, Ed.) *DYNA*, 58-71. Recuperado el 10 de Octubre de 2017, de estimación del tiempo de concentración y tiempo de rezago en la cuenca experimental urbana de la quebrada san Luis, Manizales: https://revistas.unal.edu.co/index.php/dyna/article/view/25640/39138 **Iglesias, P., Martínez, J., Saldarriaga, J., & Vallejo, D.** (2014). Localización de tanques de tormenta para control de inundaciones mediante un algoritmo pseudo-genético. *XIII Simposio iberoamericano de redes de agua, Esgoto e Drenagem*. Fortaleza, Brasil.

Madrid, N. (2016). Factibilidad del reciclado de agua de tanques de tormenta para otros usos urbanos. *Tesis de Maestría*. Bogotá D.C., Colombia: Universidad de los Andes.

Martínez, J. A. (2017). Metodología Para Determinar El Potencial De Implementación De Sistemas Urbanos De Drenaje Sostenible (SUDS) en áreas residenciales, a partir de análisis de sistemas de información geográfica (SIG). Caso De Estudio Bogotá D.C., Colombia. Bogotá, Colombia: Universidad de los Andes.

Minvivienda. (2012). Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico: TÍTULO B. Sistemas de acueducto (2da. ed.). Bogotá D.C., Colombia: Universidad de los Andes. Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados –CIACUA (consultor).

OTC. (2014). *Centros Comerciales y Grandes Almacenes en Bogotá*. Unidad Administrativa Especial de Catastro Distrital. Bogotá D.C.: Observatorio Técnico Catastral. Recuperado en Junio de 2017, de https://www.catastrobogota.gov.co/sites/default/files/03-2.pdf

Rincón, G. J. (2016). Prueba de la metodología de localización de tanques de tormenta en diferentes sectores de las ciudades de Bogotá y Medellín. *Universidad de los Andes*. Bogotá D.C.

Scholz, M. (2016). Wetlands for Water Pollution Control. En Elsevier (Ed.). Salford, UK: The University of Salford. Obtenido de https://doi-org.ezproxy.uniandes.edu.co:8443/10.1016/B978-0-444-63607-2.00030-7

Vishwanath, S. (2001). Domestic Rainwater Harvesting: Some Applications in Bangalore, India. *RWH* Conference, IITD, New Delhi.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

EVALUACIÓN DEL ASCENSO MÁXIMO EN DIQUES ROMPEOLAS DE PIEZAS SUELTAS CON PERFIL EN S

Jair Del Valle Morales¹, José Antonio González Vázquez²

^{1, 2} Departamento de Ingeniería de Procesos e Hidráulica. Universidad Autónoma Metropolitana-Iztapalapa. Av. San Rafael Atlixco no. 186, Col. Vicentina. C. P. 09340, Iztapalapa, Ciudad de México, México. Tel: +52(55)58044600 ext. 1014

jdvm9080@gmail.com, jgonzalezv@xanum.uam.mx

RESUMEN:

El presente estudio está enfocado a la evaluación del ascenso máximo (Ru/H) en diques rompeolas de piezas sueltas con perfil en S (DRPS-S). Esta valoración se lleva a cabo utilizando el software OpenFOAM[®]. Se consideran dos casos de análisis: el caso 1, tomando en cuenta la sección transversal del DRPS-S en su totalidad como una masa porosa representada a través de un solo valor de porosidad. En el caso 2 se definen en la pendiente intermedia que constituye el perfil en S piezas cúbicas impermeables. Los resultados obtenidos se comparan desde tres puntos de vista: la primera es comparando los resultados del caso 1 con el caso 2. La segunda es comparando los resultados con seis formulaciones. Y la tercera comparación es con información disponible de DRPS presentada en Van der Meer y Stam (1992). Se encontró que los resultados obtenidos son congruentes con la información disponible, y que dos de las seis ecuaciones seleccionadas de la literatura representan con un error aceptable el comportamiento de dichos resultados.

ABSTRACT:

The present study focuses on the evaluation of the runup (Ru/H) induced by rubble-mound breakwaters with an S shaped profile (DRPS-S). Runup estimations were computed via the OpenFOAM[®] software. Two main cases were analyzed: in case 1, the cross-section of DRPS-S is taken as a whole porous mass with a unique porosity value; and case 2 is characterized by the presence of impervious cubic pieces on the intermediate slope of the S shaped profile. Numerical results are assessed as follows: first, results of case 1 are compared with those of case 2; second, outcomes of both cases are compared with six formulations; and third, results are compared with the available information about DRPS given in Van der Meer and Stam (1992). From this comparison procedure, it is found that results agree with the DRPS information and two of the six equations taken from the state of the art show a good behavior with acceptable errors.

PALABRAS CLAVES: ascenso máximo; DRPS-S; OpenFOAM

INTRODUCCIÓN

Los Diques Rompeolas de Piezas Sueltas (DRPS) son las estructuras de protección costera que más se construyen en prácticamente cualquier costa del mundo, y es más frecuente su construcción cuando existen bancos de materiales cercanos para la extracción de la roca franca o natural. Su función principal es proteger puertos y playas de la acción severa del oleaje. Generalmente estas estructuras marítimas se diseñan considerando una sola pendiente o talud tanto a barlovento como a sotavento. A partir de este diseño geométrico, es posible encontrarlos construidos de roca y/o de piezas artificiales de concreto simple las cuales se fabrican con distintas geometrías (cubos, antífer, dolos, tetrápodos o stabits, sheds o diodes, entre otros).

El talud expuesto a la acción del oleaje en los DRPS sufre una deformación, la cual es el resultado evidente del movimiento de las piezas que constituyen, en primera instancia, la capa principal o protectora de la estructura, y en segundo término, el movimiento de piezas de la capa o capas subyacentes a la capa principal. Aunque en esto último se puede considerar que la estructura ha comenzado con un proceso de falla que se puede acentuar conforme haya un movimiento mayor de las piezas de estas capas subyacentes, lo cual siempre en el diseño mecánico inicial se toma muy en cuenta para que esta situación no ocurra.

Siempre que se limite al movimiento de piezas solo de la capa principal y que dicha deformación alcance un equilibrio dinámico más o menos estable con el estado de mar predominante de la zona donde se construyan los DRPS, es posible dar el salto a lo que se conoce como DRPS con perfil en S (DRPS-S), que se pueden definir como diques de alta estabilidad debido a la geometría en su sección transversal. Desde un punto de vista constructivo y de costos, diseñar y construir un DRPS-S conlleva a ahorros en ambos rubros, puesto que su diseño geométrico le permite obtener ventajas sobre los DRPS tradicionales o en talud. Por mencionar dos ventajas, en Del Valle (2017) se demostró que el valor del coeficiente de reflexión en DRPS-S es menor que en los DRPS en talud. Específicamente se analizó información de laboratorio tomando en cuenta ambos tipos de oleaje (regular e irregular) y varias pendientes del talud expuesto y se encontró que en el 77% de los ensayos el coeficiente de reflexión era menor en un 11% en promedio en los DRPS-S comparado con los de talud. En Clavero (2007), se explica y demuestra con base en la experimentación de tal trabajo que los costos de construcción pueden llegar a ser menores en los DRPS-S, y con ello también los costos en mantenimiento.

Otra variable que permite seguir caracterizando estas estructuras es lo que se conoce como ascenso máximo (*runup* en su equivalente en inglés), que suele representarse con las letras Ru. En primera instancia, el ascenso es la elevación de la lámina de agua que fluye sobre el talud o pendiente del dique rompeolas y sin que existe el rebase. Esta elevación se mide verticalmente y a partir del nivel medio del agua. En este sentido, el ascenso máximo es el punto más elevado que alcanza dicha lámina de agua sobre el talud del rompeolas. Generalmente en la literatura especializada se presenta dicho parámetro de manera adimensional, dividendo Ru entre la altura de ola, es decir Ru/H.

Existen formulaciones que permiten el cálculo de Ru/H en los DRPS, cada una de ellas tomando diferentes aspectos de la interacción oleaje-estructura. En este sentido, se han elegido algunas formulaciones las cuales solo dependan del número de Iribarren, ξ , con el fin de simplificar el análisis de este trabajo.

OBJETIVO

El objetivo del presente trabajo es evaluar, analizar y comparar los resultados del ascenso máximo obtenidos numéricamente con ayuda de OpenFOAM[®] en los DRPS-S considerando dos casos de estudio. En dicha valoración se consideró el uso de oleaje regular y los resultados se comparan con seis ecuaciones seleccionadas de la literatura, así como de información disponible en Van der Meer y Stam (1992).

DESCRIPCIÓN DEL MODELO NUMÉRICO

El uso de herramientas numéricas es hoy en día una gran ayuda y guía para llevar a cabo estudios más completos en las diferentes ramas de las ciencias. En el caso particular de la ingeniería de costas y de este trabajo, se ha recurrido al uso del software OpenFOAM para evaluar numéricamente el ascenso máximo que ocurre en los DRPS-S. Específicamente se ha recurrido a módulos que se han diseñado a partir de la arquitectura de OpenFOAM, como es el solver *wavePorousFoam* ideado por Alcérreca (2014), el cual toma como base el generador de olas *waves2foam* elaborado por Jacobsen et al. (2012). Para complementar esta descripción, a continuación se mencionan las características principales de cada una de las partes.

OpenFOAM[®] (*Open Field Operation And Manipulation*)

- El software posee en su arquitectura la capacidad de calcular las ecuaciones del modelo **VARANS** (*Volume-Average Reynolds Averaged Navier-Stokes*). Se puede consultar información sobre este modelo en Jensen et al. (2014), Hsu et al. (2002) y del Jesus et al. (2012). En relación al "procedimiento de promedio en el volumen (*volume averaging procedure*)" que es la forma para llegar al modelo VARANS puede consultarse las siguientes referencias: Whitaker (1986a), Whitaker (1986b), Ochoa-Tapia y Whitaker (1995) y Whitaker (1996).
- Software de uso libre desarrollado por OpenCFD Ltd actualmente disponible para los sistemas operativos Linux[®], Mac[®] y Windows[®]. Anteriormente solo estaba disponible para Linux.
- Este software se puede calificar de inmenso, debido a las muchas y diversas aplicaciones que se le da. Posee diferentes características que lo hacen muy versátil para su uso. Para mayor información, el lector puede revisar su página electrónica oficial: www.openfoam.com.

Librería *waves2foam*

- Es un conjunto de herramientas numéricas desarrollado por Jacobsen et al. (2012) el cual aprovecha la arquitectura de OpenFOAM para resolver problemas de ingeniería de costas.
- Es un generador de oleaje (regular e irregular)
- Dicha librería aplica la técnica de zonas de relajación (capas activas tipo esponja) la cual permite evitar la reflexión de las ondas en las fronteras (fronteras a la entrada, salida y laterales). A su vez, las zonas de relajación pueden tener la forma que desee el usuario. Las formas geométricas por defecto son la rectangular y anillo circular.
- En su arquitectura se encuentran programadas diferentes teorías analíticas de oleaje: i) oleaje regular tipo Stokes-I, -II, -V, stream function, c-noidal y ii) oleaje irregular basado en espectros de oleaje Jonswap y Pierson-Moskowitz.
- Con esta librería, es posible modelar diferentes *fases* o fluidos. Para los fines del presente trabajo, se modelan dos fluidos: agua y aire.

Recientemente ya está disponible un manual para su descarga gratuita con bastante información (Jacobsen, 2017) que complementa la existente en su página de internet (https://openfoamwiki.net/index.php/Contrib/waves2Foam).

<u>Solver wavePorousFoam</u>

- Ideado por Alcérreca (2014) a partir del generador de olas *waves2foam*, esto es, aprovecha todas las características de esta librería.
- Posee la facilidad para definir varias zonas porosas de una manera sencilla y ágil.
- Cabe señalar que el solver utiliza un manejo topológico de malla que no cambia en cada paso de tiempo durante la simulación numérica, igual al solver *waveFoam* de la librería *waves2foam* y del solver base *interFoam* de OpenFOAM.

METODOLOGÍA DE TRABAJO

La metodología del trabajo llevado a cabo para llegar a los resultados numéricos se compone básicamente de dos partes: i) definición del perfil en S y dimensionamiento de la sección transversal de un DRPS-S, y ii) definición de los casos de estudio, estados de mar, entre otros aspectos. A continuación se explica con mayor detalle estas dos partes.

Dimensionamiento de la sección transversal de un DRPS-S

En primer lugar, el perfil en S se representa a través de una aproximación, con tres pendientes, definiendo con ello tres zonas de dicho perfil (Figura 1).



Figura 1.- Definición del perfil en S

Con base en el párrafo anterior, el cálculo de las dimensiones de la sección transversal de un DRPS-S se llevó a cabo con base en la metodología propuesta por Mendoza et al. (2010), la cual se ha sintetizado en los siguientes tres puntos (ver Figura 2):

- Al determinar la altura de ola de diseño (*H*), se establece el punto más bajo de la zona R2 la cual tendrá una profundidad igual a *H* medido a partir del nivel medio del agua. El cociente R2/*H* debe estar en el intervalo 2<R2/*H*<5. El punto más alto de R2 no debe cruzar el nivel del agua en reposo.
- Desde el punto más alto de R2, se traza la pendiente de R1, y su cota máxima deberá de asegurar el no rebase del agua. El cociente R1/H debe estar en el intervalo 2 < R1/H < 4.
- Finalmente, desde el punto más bajo de R2, se traza la pendiente de R3. El cociente R3/*H* deberá estar en el intervalo 4<R3/*H*<5.

Con base en esta metodología de diseño geométrico, se dimensionaron 4 secciones transversales las cuales se muestran en la Figura 3. Cada una de estas secciones transversales teóricas son consecuencia de los valores asignados de la altura de ola de diseño: H = 4, 5, 6 y 7 m (indicados también en la Figura 3). Los valores de las pendientes de las zonas R1 y R2 en las cuatro secciones transversales son los mismos, cambiando dicho valor de pendiente en la zona R3, siendo los valores de 1:1.6 para las secciones con las alturas de ola de diseño H = 4 y 5 m, y 1:2 para cuando H = 6 y 7 m. Además, se fijó una misma profundidad del agua (h = 21 m) y altura total (39.67 m) en las cuatro secciones transversales.



Figura 2.- Metodología de diseño geométrico de la sección transversal de un DRPS-S



Figura 3.- Dimensiones de las secciones transversales teóricas analizadas

Definición de los casos de estudio

CASO 1: DRPS-S homogéneo

Este caso considera el DRPS-S simplemente como una masa porosa en su totalidad, representada a través de un único valor de porosidad n e igual a 0.45 (Figura 4).



Figura 4.- DRPS-S homogéneo. NMM indica nivel medio del mar

CASO 2: DRPS-S con cubos en la zona R2 del perfil en S

Este caso fue planeado definiendo cubos con arista igual a 2 metros en la zona R2 del perfil en S. Dichos cubos fueron dibujados considerando dos ángulos específicos, determinados por Clavero (2007). Dichos ángulos provienen de la auto-organización de piezas cúbicas de concreto simple utilizadas en los ensayos de laboratorio llevados a cabo por la autora. Los valores medidos por la investigadora fueron de 30° y 55°.

Para poder dibujar o definir los cubos tomando en cuenta los ángulos mencionados antes, se fijó como referencia un cubo situado al centro de la pendiente de la zona R2, el cual posee la misma orientación de la pendiente. A partir de él, hacia la zona R1 del perfil se dibujaron las piezas con el ángulo $\beta = 55^{\circ}$, y hacia la zona R3 los cubos fueron dibujados con el otro ángulo $\alpha = 30^{\circ}$. La Figura 5 ilustra este caso de análisis.



Figura 5.- DRPS-S con piezas cúbicas auto-organizadas en la zona R2 del perfil en S

Definición de otros parámetros

Características del oleaje empleado

Se utilizó oleaje regular, proponiendo para ello cuatro periodos de ola: 9, 10, 11 y 12 segundos. Junto con las cuatro alturas de ola propuestas mencionadas en párrafos anteriores, en combinación dan un total de 16 estados de mar por modelar con ayuda de OpenFOAM. Tomando en cuenta los valores de las alturas, periodos y profundidad del agua a pie de dique, se determinó que la representación analítica más adecuada fuera un *Stokes V*.

Longitud del dominio computacional

La longitud del dominio computacional óptima para este análisis fue de 350 metros (Figura 6). Este resultado fue presentado en Del Valle et al. (2014) y la metodología para su obtención está ampliamente explicada en Del Valle (2017). Las mallas computacionales fueron elaboradas utilizando el programa Gmsh[®] el cual se ejecuta en Linux.



Figura 6.- Dominio computacional. Las partes achuradas indican las zonas de relajación

Zonas de relajación

Considerando el dominio final de 350 metros, se definieron dos zonas de relajación rectangulares. La posición de éstas se encuentra a la entrada y salida del dominio computacional (regiones achuradas de la Figura 6). A la entrada del dominio la zona de relajación se le fijó una longitud de 70 metros mientras que a la salida del dominio computacional la zona de relajación posee una longitud de 10 metros. La razón de que la zona de relajación a la entrada posea una longitud mayor que la zona de relajación a la salida obedece a que en la entrada se generan ondas reflejadas con longitudes de onda mayores que a la salida, por lo cual es necesario destinar una mayor longitud del dominio computacional a la zona de relajación a la entrada.

Pendiente equivalente

El número de Iribarren o parámetro de surf (ξ) depende de una variable geométrica que es la pendiente del DRPS. Sin embargo, debe de definirse algo que se conoce como pendiente equivalente, puesto que los DRPS-S aquí analizados están compuestos por tres pendientes. En Del Valle et al. (2016) así como en Del Valle (2017) se explica el procedimiento para su obtención. Aquí nuevamente se describe de la siguiente manera:

- Se toma como unidad de medida la altura de ola incidente o de diseño (*H*). A continuación se utiliza esta distancia vertical para trazar puntos de referencia por arriba y por debajo del NMA (nivel medio del agua).
- Se trazan líneas paralelas auxiliares al NMA, la cuales cruzan en dos puntos el perfil idealizado en S.
- A partir de dichos puntos se puede trazar una nueva línea. Es la pendiente de esta línea lo que en este trabajo se ha definido como pendiente equivalente. En la Figura 7 se ilustra este procedimiento para las cuatro secciones transversales analizadas en este trabajo.



Figura 7.- Pendiente equivalente para las cuatro secciones transversales

RESULTADOS

Los siguientes pasos que se enuncian a continuación son previos a la obtención del ascenso máximo:

- Las simulaciones se realizaron sin incluir un campo de oleaje inicial, aunque es posible incluirlo puesto que la librería *waves2foam* así lo permite.
- Se modelaron 120 segundos (ver Figura 8), de los cuales los últimos 60 segundos son considerados para su análisis. Los resultados se obtuvieron cada 0.5 segundos, por lo cual se consideran los resultados a partir del segundo 60.5 y hasta el segundo 120.

Una vez llevado a cabo los dos puntos anteriores, a continuación se prosigue con la obtención del valor del ascenso máximo de la siguiente manera:

Se determinó la frontera que existe entre los dos fluidos definidos en OpenFOAM: el agua y el aire. La frontera se puede obtener en todo el perfil en S, pero es en las zonas R1 y R2 de dicho perfil donde interesa determinar la frontera puesto que es donde ocurre el fenómeno de ascenso máximo. Para esto se utiliza una variable nombrada como alfa-1, (etiquetada como α1 en la versión 2.1.0 de OpenFOAM), uno de los parámetros que arroja la modelación numérica. Esta variable representa el contenido de agua definido dentro del dominio de cálculo.

• La frontera entre ambas fases o fluidos se calcula cuando el contenido de agua es igual a 0.5 (se puede consultar a Jacobsen et al. (2012)). Por ejemplo, en la Figura 9 en el panel A se muestran las fases representadas con dos colores: el color azul representa el agua, es decir cuando $\alpha 1 = 1.0$, mientras que el color rojo representa al aire, esto es cuando $\alpha 1 = 0.0$. En el panel B se muestra otro dique con agua exclusivamente. Esto se logra de manera sencilla con ayuda del visualizador de resultados *paraFoam* (o *paraview* para versiones más recientes de OpenFOAM), al definir a $\alpha 1 = 0.5$.



Figura 8.- Comportamiento del ascenso máximo en función del tiempo



Figura 9.- Manipulación visual de las fases o fluidos en OpenFOAM

Una vez llevado a cabo el procedimiento antes descrito, tomando en cuenta las condiciones hidrodinámicas (altura-periodo de ola y profundidad del agua) y el valor de pendiente equivalente, es posible reportar los resultados del ascenso máximo adimensional en función del número de Iribarren, los cuales se muestran en la Figura 10.



Figura 10.- Resultados numéricos del ascenso máximo en función del número de Iribarren

Comparación y discusión de los resultados numéricos

Al considerar los cubos en el caso 2, un efecto que se tiene en los resultados es el incremento del valor del ascenso máximo. Se asume que tal situación se debe al considerar que la zona R2 del perfil presenta una muy baja porosidad en dicha pendiente. Las fronteras de los cubos son impermeables, lo cual provoca que Ru/H aumente su valor en prácticamente todos los ensayos modelados, tal como se puede apreciar a simple vista en la Figura 10. Al realizar una comparación cuantitativa de los resultados, se tiene que Ru/H del caso 2 es 7.42% en promedio mayor con respecto a Ru/H del caso 1. Esto nos da una idea de que, al analizar este tipo de estructuras considerándola únicamente como una masa porosa a través de un único valor de porosidad, podemos obtener valores de Ru/H subestimados en un porcentaje alrededor de este valor de 7.42. Si bien lo que se desea son diseños geométricos y mecánicos de este tipo de dique más conservadores, en definitiva modelar como en el caso 1 no sería lo más adecuado. No obstante, modelar como en el caso 2 conlleva más tiempo computacional de cálculo y desafortunadamente se presentan en algunas ocasiones errores computacionales que escapan de las manos del usuario. Para redondear más esta idea, el en caso 2 se definieron o dibujaron los cubos tomando unas decenas de centímetros de separación entre una pieza cúbica y la otra, lo cual hace que parámetros numéricos como el número de *Courant* se eleven más allá del valor máximo permitido (que es igual a 1) llevando al caso modelado en cuestión a un error, parando la ejecución del programa. Es decir, es posible realizar modelados numéricos lo más refinados que se deseen, pero teniendo un costo de tiempo computacional más elevado. De ahí la importancia de presentar ambos casos (1 y 2). En síntesis, el caso 1 es idóneo cuando se requieran resultados rápidos y preliminares que nos den una idea del valor, en este análisis, del ascenso máximo adimensional Ru/H, mientras que el caso 2 es una guía de cómo se puede abordar este tipo de problemas tomando en cuenta los problemas computacionales a los que se puede enfrentar el usuario de OpenFOAM al ejecutar modelado numérico más refinado.

Finalmente se han comparado, por un lado los resultados numéricos presentados en la Figura 10 con seis formulaciones donde sus coeficientes y exponentes se han elegido a partir de las características geométricas y mecánicas propias de este estudio, es decir se han elegido los valores de tales coeficientes/exponentes lo más acorde a este análisis. Dicha comparación se ilustra en la Figura 11. En la Tabla 1 se muestran estás seis formulaciones. Por otro lado, estos resultados numéricos se han sobrepuesto para su comparación con información disponible presentada en Van der Meer y Stam (1992). Esta comparación se muestra en la Figura 12.

Autor (es)	Ecuación	
Hunt (1959)	$\frac{Ru}{H} = \xi$	[1]
Losada y Gimenez- Curto (1981)	$\frac{Ru}{H} = 1.7887 \Big[1 - \exp(-0.4552 \times \xi) \Big]$	[2]
Ahrens y Heimbaugh (1988)	$\frac{Ru}{H} = \frac{1.154 \times \xi}{1 + 0.202 \times \xi}$	[3]
Mase (1989)	$\frac{Ru}{H} = 0.88 \times \xi^{0.69}$	[4]
Van der Meer y Stam (1992)	$\frac{Ru}{H} = 0.47 \times \xi, \xi \le 1.5$ $\frac{Ru}{H} = 0.6 \times \xi^{0.34}, \xi > 1.5$	[5]
Hedges y Mase (2004)	$\frac{Ru}{H} = 0.25 + 1.10\xi para \ 0.13 < \xi_0 \le 2.2$	[6]

Tabla 1.- Ecuaciones para evaluar el ascenso máximo en DRPS



Figura 11.- Comportamiento de las seis ecuaciones enumeradas en la Tabla 1



Figura 12.- Comparación de los resultados numéricos obtenidos con OpenFOAM con información disponible en Van der Meer y Stam (1992) (imagen modificada)

Visualmente de la Figura 11 las ecuaciones [2] y [4] (Losada-Gimenez, y Mase) son las expresiones que se encuentran más cerca de los resultados numéricos. De ahí que, al obtener los errores promedios de todas las ecuaciones, los errores de las formulaciones [2] y [4] serían los más pequeños en comparación con las otras cuatro ecuaciones. Al realizar este ejercicio, los errores promedio resultan ser los siguientes: ec. [1] 58.64%; ec. [2] **17.23%**; ec. [3] 32.58%; ec. [4] **16.1%**; ec. [5] 36.96%; y ec. [6] 95.79%. Por lo tanto, de las seis ecuaciones reunidas en la Tabla 1, las que mejor se ajustan con los resultados numéricos son las ecuaciones [2] y [4]. Finalmente, los

resultados numéricos presentados en este análisis caen dentro del rango de dispersión de los datos que presentan Van der Meer y Stam (1992), los cuales se muestran junto con los obtenidos numéricamente en la Figura 12.

CONCLUSIONES

Se ha presentado una metodología para la obtención del valor del ascenso máximo adimensional Ru/H en DRPS-S tomando como herramienta de cálculo OpenFOAM y las diferentes aplicaciones descritas en este trabajo. Es importante subrayar que los resultados presentados en este análisis es considerando un solo valor de porosidad (igual a 0.45) considerando solo cuatro secciones transversales, las cuales obedecen a los cuatro valores de altura de ola propuestos: 4, 5, 6 y 7 metros.

Se presentó una comparación entre los resultados numéricos, agrupados en dos casos de análisis: el primer caso considerando en su totalidad la sección transversal de los DRPS-S como una masa porosa, mientras que en el segundo caso se analizaron las mismas secciones transversales, pero tomando en cuenta piezas cúbicas definidas con fronteras impermeables. Esta situación llevó a que los resultados del caso 2 fueran en promedio mayores que los resultados del caso 1 en un 7.42%. Ambos casos han mostrado al lector las ventajas y desventajas que se tienen al modelar en un caso y en otro. Tal como se mencionó en párrafos anteriores, el caso 1 es ideal cuando se requieran valores rápidos que den una imagen del valor de Ru/H, mientras que el caso 2 sirve como guía para ejecutar modelaciones más precisas, pero con tiempos de cómputo más prolongados los cuales muchas veces llevan a errores de ejecución.

Por otra parte, se eligieron seis formulaciones de la literatura para determinar Ru/H en DRPS las cuales se han presentado en la Tabla 1. De ellas, las ecuaciones [2] y [4] son las que muestran un mejor comportamiento en relación con los resultados numéricos, presentando errores promedios de 17.23% y 16.1% respectivamente.

Finalmente, el rango de dispersión de los resultados numéricos con información disponible de DRPS en Van der Meer y Stam (1992) se encuentra acorde o es cualitativamente aceptable dicho rango de dispersión.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer al Grupo de Costas y Puertos del Instituto de Ingeniería de la UNAM, por haber facilitado sus instalaciones y equipamiento para llevar a cabo investigación referente a estructuras costeras. En particular, los autores extienden un especial agradecimiento al Dr. Edgar Mendoza, por su asesoría académica para la ejecución de la investigación doctoral de la cual se deriva el presente artículo.

REFERENCIAS

Ahrens, J.P. y Heimbaugh, M.S. (1988). "Irregular Wave Runup on Riprap Revetments". Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering 114, 524-530.

Alcérreca, J.C. (2014). *Process-based modelling of waves interacting with porous bonded revetments and their sand foundation*. Technischen Universität Carolo-Wihelmina zu Braunschweig. Ph.D-thesis. pp. 202.

Clavero, M. (2007). Comportamiento de los diques en talud frente a la acción del oleaje y criterios para el reparto de la probabilidad conjunta de fallo en la vida útil., Universidad de Granada, España. Ph.D-thesis. pp. 231.

del Jesus, M., Lara, J.L. y Losada, I.J. (2012). "Three-dimensional interaction of waves and porous coastal structures. Part 1: numerical model formulation". *Coastal Engineering* 64, 57-72.

Del Valle, J., Alcérreca, J.C., Mendoza, E. y Silva, R. (2014). "Modelación Numérica en OpenFOAM aplicada al estudio Hidromecánico de Diques Rompeolas de Piezas Sueltas". *XXVI Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, Santiago, Chile. pp. 10

Del Valle, J., Alcérreca, J.C., Mendoza, E. y Silva, R. (2016). "Evaluación Numérica del Coeficiente de Reflexión en Diques Rompeolas de Piezas Sueltas con Perfil en S". *XXVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, Lima, Perú. pp. 10

Del Valle, J. (2017). *Criterios para el diseño geométrico y mecánico de diques con sección en S. Evaluación de modos de falla.* Facultad de Ingeniería, UNAM. Ph.D-thesis, pp. 181.

Hedges, T.S. y Mase, H. (2004). "Modified Hunt's Equation Incorporating Wave Setup". Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering 130, 109-113.

Hsu, T.-J. Sakakiyama, T. y Liu, P.L.-F. (2002). "A numerical model for wave motions and turbulence flows in front of a composite breakwater". *Coastal Engineering*, 46, pp. 25-50.

Hunt, I.A. (1959). "Design of seawalls and breakwaters". Proc. Am. Soc. Civ. Eng. Sept (WW3), pp. 123-152.

Jacobsen, N.G., Fuhrman, D.R. y Fredsøe, F.J. (2012). "A wave generation toolbox for the open-source CFD library: OpenFOAM[®]". *International Journal for Numerical Methods in Fluids* 70, pp. 1073-1088.

Jacobsen, N.G. (2017). Waves 2Foam Manual, version 0.9. DRAFT Deltares, The Netherlands, pp. 75.

Jensen, B. Jacobsen, N.G. y Christensen, E.D. (2014). "Investigations on the porous media equations and resistance coefficients for coastal structures". *Coastal Engineering*, 84, pp. 56-72.

Losada, M.A. y Gimenez-Curto, L.A. (1981). "Flow characteristics on rough, permeable slopes under wave action". *Coastal Engineering* 4, 187-206.

Mase, H. (1989). "Random Wave Runup Height on Gentle Slope". *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering* 115, 649-661.

Mendoza, E., Silva, R., Clavero, M. y Losada, M.A. (2010). "Evolución del comportamiento hidráulico y de la geometría de diques homogéneos al ser deformados por el oleaje". *Tecnología y Ciencias del Agua* 1, 21-35.

Ochoa-Tapia, J.A. y Whitaker, S. (1995). "Momentum transfer at the boundary between a porous medium and a homogeneous fluid-I. Theoretical development". *Int. J. Heat Mass Transf.* 38, 2635-2646.

Van der Meer, J.W. y Stam, C.-J.M. (1992). "Wave Runup on Smooth and Rock Slopes of Coastal Structures". *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering* 118, 534-550.

Whitaker, S. (1986a). "Flow in porous media I: a theoretical derivation of Darcy's law". *Transport in porous Media* 1, 3-25.

Whitaker, S. (1986b). "Flow in Porous Media II: the governing equations for inmiscible, two-phase flow". *Transport in porous Media* 1, 105-125.

Whitaker, S. (1996). "The Forchheimer equation: a theoretical development". *Transport in porous Media* 25, 27-61.
DISEÑO DE NUEVA ESTACIÓN ELEVADORA PARA CUBRIR LAS DEMANDAS DE CRECIMIENTO DE LA ZONA SUR DE CÓRDOBA

Reyna, Teresa; Reyna, Santiago; Fulginiti Fabián; Lábaque, María; Riha, César; Irazusta, Belén

Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales – Universidad Nacional de Córdoba. CEAS SA teresamaria.reyna@gmail.com

RESUMEN:

Atento al marcado crecimiento inmobiliario que se encuentra actualmente en desarrollo en el sector sur de la ciudad de Córdoba resulta imperiosa la construcción de una serie de obras a fin de mejorar la infraestructura de esta sector de la ciudad para brindar un servicio de calidad a los nuevos habitantes. Dentro de la infraestructura mencionada se encuentra el servicio de agua potable que actualmente se encuentra concesionado pro la empresa aguas Cordobesas S.A. y quien dentro de la planificación ha incluido la construcción de una estación elevadora que brinde una caudal y presión adecuada para las nuevas urbanizaciones de la zona.

Es por este motivo que en el año 2017 se comenzó junto con la empresa Aguas Cordobesas S.A. y las desarrollistas a proyectar una estación que brindará un suministro de agua potable en cantidad y calidad para los próximos 20 años.

La estación planteada dispondrá una serie de ampliaciones a lo largo del tiempo llegando a un esquema de bombeo de (4+1) con una potencia instalada de aproximadamente 635 kw. La estación elevadora tomará agua proveniente de un acueducto de 1000mm que se desarrolla por calle Impira hasta la margen del arroyo La Cañada, incrementando la presión hasta 65 m.c.a. e impulsándolo por un nuevo acueducto a construir sobre el sector oeste de calle Impira que será el encargado de abastecer a las nuevas urbanizaciones.

ABSTRACT:

Attentive to the marked real estate growth that is currently under development in the southern sector of the city of Córdoba, it is imperative to build a series of works in order to improve the infrastructure of this sector of the city to provide a quality service to the new population. Within the aforementioned infrastructure is the potable water service that is currently concessioned by the company Aguas Cordobesas S.A. and who within the planning has included the construction of a lift station that provides adequate flow and pressure for the new developments in the area.

It is for this reason that in 2017 it was started together with the company Aguas Cordobesas S.A. and the developers to design a station that will provide a supply of potable water in quantity and quality for the next 20 years.

The proposed station will have a series of expansions over time reaching a pumping scheme of (4 + 1) with an installed power of approximately 635 kw. The lift station will take water from a 1000mm aqueduct that runs through Impira Street to the La Cañada stream margin, increasing the pressure to 65 m.c.a. and to promote it for a new aqueduct to be built on the west sector of Impira Street, which will be responsible for supplying the new developments.

PALABRAS CLAVES: Estación Elevadora; Golpe de Ariete; Córdoba

INTRODUCCIÓN

La ciudad de Córdoba es la capital de la Provincia de Córdoba, Argentina. Se encuentra situada en la Región Centro. Esta ciudad es la más poblada, después de Buenos Aires, y es un importante centro cultural, económico, educativo, financiero y de entretenimiento.

La zona Sur de la Ciudad ha experimentado un crecimiento demográfico (3,1%) mayor al nivel general de Córdoba (2,4%) en el período 2001-2010.

Esta zona concentra hoy 44 emprendimientos residenciales, lo que ha significado el desarrollo de más de 3.800 lotes y 1.000 departamentos. La oferta de viviendas se multiplicó en los últimos 20 años, lo que se refleja tanto en una expansión del ejido urbano (por fuera del anillo de circunvalación en dirección al sur), como en la cantidad y variedad de las urbanizaciones desarrolladas en la zona.

Este desarrollo explosivo provoca el déficit de la estructura existente que requiere nuevas obras a fin de satisfacer esta nueva demanda.

En este artículo se presenta el diseño y cálculo de una nueva estación de bombeo para el suministro de agua potable a la zona sureste de la ciudad (Figura 1). Se analizan el comportamiento hidráulico a régimen permanente y a régimen impermanente con los requerimientos de diseño que imponen los resultados de estos análisis.



Figura 1.- Zona de ubicación de nuevos emprendimientos

PLANTEO DEL PROBLEMA

Aguas Cordobesas es la empresa concesionaria del servicio de agua potable para la ciudad de Córdoba.

El sistema tiene como zona de abastecimiento a las cuencas altas de los ríos Suquía y Los Molinos. Estas cuencas se encuentran actualmente reguladas por los diques San Roque y Los Molinos respectivamente. Por medio de distintos canales y conductos de envergadura, el agua cruda es recolectada de esos embalses para ser volcadas en las Plantas Potabilizadoras Suquía y Los Molinos respectivamente, donde es realizado el proceso de potabilización.

Cada planta potabilizadora abastece de agua a un sector de la ciudad que recibe el nombre de sistema. El agua producida por la planta Suquía (sistema Suquía) alimenta la zona norte del río Suquía y el oeste de la Cañada con una capacidad de abastecimiento de 5 m³/s, mientras que la

planta Los Molinos (Sistema Los Molinos) al sector sureste de la ciudad con una capacidad de abastecimiento de 2 m^3/s (Figura 2)



Figura 2.- Sectores de la Ciudad de Córdoba servidos por las plantas potabilizadoras de Aguas Cordobesas (https://www.multimediolider.com.ar/)

El servicio prestado por la empresa para la zona sureste requiere disponer de obras adicionales (nueva estación de bombeo y acueducto) para satisfacer los nuevos desarrollos inmobiliarios planteados.

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

De acuerdo a las pautas de diseño remitidas y a lo convenido en las reuniones y mails intercambiados se han desarrollado una serie de alternativas por la estación elevadora de Manantiales.

<u>Primera alternativa</u>: Se planteó una sola etapa donde el caudal mínimo resultaba de 200 m³/h y el caudal máximo de 1000 m³/h a una presión de 55 m.c.a. Para este esquema se calculó el equipo electromecánico, se diseñó el manifold de aspiración e impulsión con sus pérdidas de carga y esfuerzos en los distintos accesorios confeccionando un esquema de bombas de 3 +1, se efectuaron planos de plantas y corte de la estación elevadora.

<u>Segunda alternativa</u>: Se plantearon dos etapas una primera etapa con un caudal mínimo de 200 m³/h y un máximo de 877 m³/h y una segunda etapa con un caudal máximo de 3200 m³/h y un caudal mínimo de 590 m³/h, y con una presión de 65 m.c.a.. Para esta alternativa se desarrollaron nuevamente se calculó el equipo electromecánico, se diseñó el manifold de aspiración e impulsión con sus pérdidas de carga y esfuerzos en los distintos accesorios confeccionando un esquema de bombas de 4 +1, se efectuaron planos de plantas y corte de la estación elevadora.

<u>Tercera alternativa</u>: Se empezó a proyectar una estación elevadora con un sistema de bombas verticales para un caudal mínimo de 200 m³/h y un máximo de 400 m³/h y una presión de 65 m.c.a.

<u>Cuarta alternativa</u>: En esta nueva alternativa se planteó un sistema de 4 + 1 es decir 4 bombas de funcionamiento + 1 de reserva divididos en tres etapas. En una primera etapa se colocarían 2+1 (tres equipos) Esto es en base a lo planteado por Aguas de no tener sistemas de 1+1. Este equipo podría entregar en un comienzo los 200 m³/h y como máximo estaría llegando a 750 m³/h a 65 m.c.a. En la segunda etapa se adicionaría una nueva bomba quedando conformado un esquema 3+1 y finalmente en la tercera etapa se colocaría un equipo más completando el esquema 4 + 1 con una capacidad máxima de bombeo de 3000 m³/h.

Estas alternativas exigían bombas de rango muy amplio y al problema de manejo de bajos caudales de arranque se sumaba la restricción debido a que la prestataria no aceptaba sistemas de 1+1. Se planteó entonces la opción de incorporar los caudales de una estación de bombeo ubicada físicamente cerca (estación Carrara) que debía ser repotenciada para dar solución a la demanda actual de otro subsector. Con esta opción sólo se necesitaba la nueva planta y se seguía trabajando con la Estación Carrara en las mismas condiciones.

De este análisis permitió establecer un esquema que permitiera trabajar con el mismo equipamiento. La alternativa planteada con esos condicionantes se desarrolla en el siguiente punto y fue la finalmente seleccionada.

ESQUEMA DE LA ESTACIÓN

La obra que se presenta en este trabajo, consiste en la construcción de una Nueva Estación Elevadora de Presión. La obra dispondrá de una aducción en diámetro 1000 mm y un conducto de impulsión de 900 mm. La estación dispondrá un caudal de diseño que se dividirá en tres etapas acompañando el crecimiento de las urbanizaciones proyectadas en este sector de la ciudad de Córdoba (Tabla 1). En la etapa final se prevé un caudal pico de 3000 m³/h.

abla 1 Condiciones					
Etapa	Q pico (m³/h)	Qvalle (m ³ /h)	Presión de salida – presión de entrada		
			(m.c.a)		
1° etapa	1500	400	65		
2° etapa	2250	600	65		
3° etapa	3000	800	65		

Tabla 1.- Condiciones

El sistema de bombeo propuesto para responder estos requerimientos se compone de cinco bombas (4+1) que se irán instalando en las 3 etapas según el siguiente esquema.

Primera etapa: Corresponde al comienzo de la operación de la estación elevadora donde se colocarían 3 electrobombas en un esquema (2+1) con estos equipos se garantizaría un caudal mínimo al comienzo de 400 m³/h. El caudal máximo que podría entregar la estación al final de la primera etapa sería de 1500 m³/h a 65 m.c.a.

Segunda etapa: Se colocará un nuevo equipo similar a los colocados en la primera etapa quedando la estación elevadora con un esquema de (3+1) pudiendo entregar la misma, un caudal máximo de 2250 m³/h a 65 m.c.a. y un caudal mínimo de 600 m³/h.

Tercera etapa: En esta instancia, se colocará un nuevo equipo similar a los colocados en las etapas anteriores quedando la estación elevadora con un esquema de (4+1) pudiendo entregar la misma, un caudal máximo de 3000 m³/h a 65 m.c.a. y un caudal mínimo de 800 m³/h en la siguiente imagen se puede observar la configuración de la estación elevadora con las tres etapas desarrolladas.

SELECCIÓN DEL EQUIPO ELECTROMECÁNICO

Luego de definidas las etapas de ejecución de la estación elevadora se procedió a efectuar la selección de equipo electromecánico, para lo cual se trató de que la selección permita colocar un solo tipo de equipo para todas las etapas de expansión de la estación elevadora, facilitando esto, el trabajo de mantenimiento futuro de la estación.

Por otra parte y atento a la potencia importante del equipamiento se analizaron varias alternativas de distintas marcas comerciales (Grundfos, Flygt. KBB, etc.) habiéndose adoptado electrobombas marca Grundfos centrífuga de eje horizontal y carcaza partida (modelo LS300-200-489C(CW). Caudal: 750 m³/h. Presión: 65 metros. Aspiración DN 300 – Descarga DN 200. Rendimiento 83.13% NPSH requerido: 3.8 m)

En la Figura 3 se encuentra detallado el esquema dimensional de la máquina seleccionada.



Figura 3.- Detalle de equipo electromecánico seleccionado (Grundfos, 2018)

Este equipo presenta un elevado rendimiento para el punto de funcionamiento del sistema (82%), por otra parte, se verificó el valor del NPSH resultando el mismo para el punto de funcionamiento de 3,80 m, encontrándose la presión en el tramo de aspiración por encima a este valor descartándose por tal motivo el problema de cavitación en la máquina (Figura 4).



Cada una de las máquinas dispone en su punto de funcionamiento una potencia de 159,24 kw disponiendo la estación de un tablero general donde para cada una de las máquinas se ha colocado un sistema de arranque suave a fin de reducir los consumos de corriente durante el arranque, repercutiendo esto directamente en el dimensionado del generador de emergencia que dispone la estación elevadora.

El diseño de los conductos de admisión e impulsión se efectuaron considerando la premisa de mantener las velocidades dentro de rangos admisibles (en el orden de 1 m/s) a fin de reducir a un mínimo las pérdidas de carga. Respecto de los cambios de alineación se realizaron mediante curvas las cuales se efectuaron en una relación entre radio de curvatura y diámetro igual a 2, colaborando esto con la reducción de los coeficientes de pérdidas de carga de igual manera las convergencias y expansiones se proyectaron con ángulos inferiores a los 12°.

ANÁLISIS BAJO RÉGIMEN IMPERMANENTE

Una instalación hidráulica es un sistema dinámico y rara vez se halla en estado estacionario, ya que las condiciones de funcionamiento que determinan las variables hidráulicas varían en el tiempo con una mayor o menor rapidez. El análisis o los diseños adecuados de una instalación pasan por conocer la respuesta temporal de las variables hidráulicas de la instalación con el fin de evitar situaciones indeseables como: Presiones excesivamente altas o excesivamente bajas; Movimientos y vibraciones de las tuberías; Velocidades excesivamente bajas.

El comportamiento dinámico de la instalación, denominado transitorio, puede estar producido por diferentes causas que suelen además determinar la naturaleza del transitorio. Dichas causas pueden ser: una maniobra del operador, una mala selección de un componente, un acontecimiento externo a la instalación, problemas que se generan lentamente o de manera inadvertida, etc.

Sobre algunas de las causas anteriores el diseñador o el operador puede tener cierto control, como por ejemplo el arranque o parada de las turbomáquinas (bombas) y el cierre o apertura de las válvulas. Por el contrario, existen causas sobre las que no existe control alguno, tales como el corte del suministro eléctrico o la rotura de una tubería.

CIERRE BRUSCO

Para evaluar los efectos de un cierre brusco de válvulas con su consecuente exceso de presión en el acueducto y rotura, se ha implementado el cálculo de la sobrepresión producida por el fenómeno de golpe de ariete por la operación inadecuada de las válvulas que vinculan el nuevo acueducto que comienza desde la entrada de bombeo con diámetro 900 mm.

El primer tramo se desarrolla desde una distancia aproximada de 100m previo al ingreso a la ESTACIÓN DE BOMBEO. El segundo tramo va desde la ESTACIÓN DE BOMBEO hasta un nodo ubicado aproximadamente a 210m de la misma. Estas distancias se corresponden con puntos en que se colocarán mecanismos de operación y cierre. La Figura 5 presenta los distintos elementos que integran el sistema simulado.

El primer tramo de conducto (C1) se ejecutará en PRFV hasta la curva denominada NODO 3, punto a partir del cual el material de la misma será ACERO (conducto C2). Hasta el NODO 8 la conducción se mantendrá en ACERO (C3) y a partir del mismo continuará en PRFV.

El caudal de verificación corresponde al valor pico para el final del periodo de diseño indicado en el informe precedente cuyo valor es 3000 m³/h. La presión de entrada en el Nodo inicial serán 10 mca, el mínimo estipulado de carga dentro del ejido urbano. La bomba deberá incrementar esta presión en 65 mca siendo la presión total aproximada a la salida de la estación de 75 mca.



Figura 5.-Tramos de conducción simulados bajo régimen impermanente.

Donde se indican dos nudos de forma consecutiva (Ejemplo: NODO 4 - 5) es porque entre los mismos se ubicará un elemento de operación, de protección o de derivación.

La descripción de cada conducto se presenta a continuación

TRAMOS	LONG. (m)	H máx. (m)	Mat.	Diám. (mm)	Q (I/s)
C1: Nodo 2-Nodo 3	100	10	PRFV	1000	833
C2: Nodo 3-Nodo 4	34	10	A°	1000	833
C3: Nodo 7-Nodo 8	34	75	A°	900	833
C4: Nodo 8-Nodo 9	210	75	PRFV	900	833

RESOLUCIÓN CON MODELO COMPUTACIONAL: WHAMO

WHAMO (Water Hammer and Mass Oscillation) fue desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos para realizar simulaciones que ayuden a mitigar los efectos del golpe de ariete y flujo oscilatorio en redes que transportan fluidos como agua y combustible.

El modelo consideró el caudal de operación de $3000 \text{ m}^3/\text{h}$ (833 l/s). Las características elásticas e inerciales del grupo motor – bomba fueron estimados en base a estaciones análogas del gráfico de Karman-Knapp (Knapp, 1937).

En primera instancia no se incluyó ninguna válvula de alivio (VA) o anticipadora de onda (VAO). La máxima variación simulada se observó para un tiempo de cierre de 2 segundos en el NODO 9 (aproximadamente 210 m sobre el conducto de impulsión) previo a la válvula V4 donde la presión total alcanzó 139.96 mca (Figura 6).



Figura 6.- Diagrama de Presiones. Cierre de válvula V4, Tc=2 s - Q=833 l/s.

CÁLCULO DE ESFUERZOS EN CAMBIO DE ALINEACIONES

Luego de analizados los distintos escenarios de funcionamiento bajo régimen permanente e impermanente, se contrastaron las presiones y velocidades desarrollados en los distintos tramos de las conducciones conjuntamente con la exigencia indicada en el pliego de especificaciones técnicas respecto de la presión de prueba de la tubería.

Luego de comparar todos los valores y teniendo en cuenta que para las velocidades desarrolladas dentro de las conducciones, el término de la ecuación del cálculo del esfuerzo debido a la velocidad resulta muy inferior respecto del término de las presiones, por tal motivo la condición más desfavorable para el cálculo de los esfuerzos en los cambios de alineaciones, cambios de diámetros y extremos de las conducciones resultó la presión estática de 10 kg/cm² que se encuentra especificado en el pliego de especificaciones técnicas.

Las ecuaciones utilizadas para la determinación de los esfuerzos según las dos direcciones resultaron.

$$F_x = (P^*A + \rho^*Q^*V)^*(1 - \cos\varphi)$$
$$F_y = (P^*A + \rho^*Q^*V)^*(sen\varphi)$$

Donde:

Fx = Fuerza de equilibrio en la dirección X (N)

- Fy = Fuerza de equilibrio en la dirección Y (N)
- P = Presión interna (Pa)
- A = Área de la sección del conducto (m^2)
- φ = Ángulo de cambio de alineación de la cañería
- ρ = Densidad del fluido
- Q = Caudal en el interior de la cañería (m3/s)
- V = Velocidad en el interior de la cañería (m/s)



Figura 7.- Diagrama vectorial de cuerpo libre de accesorio tipo.

Con la determinación de los esfuerzos en cada accesorio de la estación elevadora se confeccionó un plano vectorial indicando el sentido e intensidad de las componentes de los esfuerzos y la resultante de los mismos. Dicho plano sirvió de base para el cálculo estructural de los anclajes de los accesorios, pudiéndose indicar en líneas generales que los esfuerzos fueron tomados a través de pilotes a flexión realizando la transferencia del esfuerzo de la tubería a la fundación mediante un cabezal superior de hormigón armado y las bridas de acero correspondiente para fijar los accesorios.

En el siguiente plano se presentan un sector del plano vectorial de los esfuerzos determinados:



Figura 8.- Diagrama vectorial de esfuerzos en accesorios.

TRAZADO DEL PERFIL HIDRÁULICO

Con el caudal de diseño correspondiente a la etapa N°3 se determinaron las pérdidas de carga en los distintos tramos de tuberías y accesorios (válvulas, curvas, ramales, etc.) utilizando las siguientes expresiones:

Para el cálculo de la pérdida de carga en los tramos rectos, se utilizó la expresión de Darcy Weisbach.

$$hf = \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2 * g} * f$$

Donde: hf= Pérdida de carga (m) L= Longitud de la tubería (m) D = Diámetro de la tubería (m) V = Velocidad del fluido dentro de la tubería (m/s) f = Factor de fricción

Para el caso de las pérdidas de accesorios se utilizó la siguiente expresión:

$$J = \xi * \frac{V^2}{2 * g}$$

Donde:

V = Velocidad del fluido dentro de la tubería (m/s)

 ξ = Coeficiente de pérdida de acuerdo al accesorio

Con los valores de las pérdidas obtenidas con las expresiones anteriores y a partir de la altura manométrica de ingreso a la estación se trazó el perfil hidráulico de la misma tal como se puede advertir en la siguiente imagen.



Figura 9.- Diagrama del perfil hidráulico a través de la estación elevadora.

VÁLVULA DE ALIVIO RÁPIDO

Con el objeto de mantener las presiones dentro de niveles normales ante los distintos escenarios de funcionamiento, se colocó una válvula de alivio rápido, la cual se seteó para una sobre presión del 10% respecto de la presión en régimen permanente.

Para el diseño y selección de esta válvula se trabajó en conjunto con personal técnico de la empresa Valtronic S.A. realizándose las siguientes consideraciones durante la etapa del montaje que garantizarán un correcto funcionamiento del equipo.

- La válvula se coloca en derivación en TE, aguas abajo de la válvula de retención, disponiéndose aguas arriba de la misma de una válvula de aislamiento tipo mariposa.
- Aguas arriba de la mencionada válvula de aislamiento y sobre la tubería y sobre el manifold principal de impulsión se coloca una cupla metálica de ½" sobre la cual se montará el manómetro para la toma de lectura de la presión.
- Para garantizar la correcta evacuación del agua a derivar, el tubo de descarga de la válvula de alivio rápido se dimensionó el conducto de descarga de la misma para que la velocidad en el interior de la misma no supere el valor de 4 m/seg durante la operación del equipo.

Para este caso particular y atento a las presiones y caudales que se prevén manejar en la estación elevadora se montó una válvula de alivio rápido modelo Dorot serie 300.

CAUDALÍMETRO ELECTROMAGNÉTICO

Con el objeto de disponer de un aforo preciso a la salida de la estación elevadora se instaló un caudalímetro electromagnético. Respecto del diseño de esta unidad y atento al escalonamiento que experimentará la estación elevadora a lo largo de su vida útil, se seleccionaron dos caudalímetros colocándose para la primera y segunda etapa un caudalímetro de 450 mm mientras que para la tercera etapa el caudalímetro será reemplazado por uno de 600 mm. Con este cambio de configuración se trató de disponer en todo momento de una lectura precisa para el caudal que se esté impulsando ya que en este tipo de instrumental la precisión se encuentra directamente vinculada a la velocidad dentro del equipo.

Respecto de las características de las unidades, se puede indicar que los mismos resultaron marca Siemens modelo Mag 5100 W.

VÁLVULA DE AIRE

Otro de los elementos de operación que se dispone la estación elevadora resultan las válvulas de aire, las cuales se colocaran en derivación tanto en su tramo de aspiración como de impulsión, resultando dichas unidades de triple efecto (aire, vacío y purga). Se han instalado válvulas marca Dorot a las cuales se le ha adicionado el dispositivo arrestador de golpe de ariete que permite mitigar el fenómeno da golpe de ariete durante el régimen impermanente.

Para dimensionar estos dispositivos se tuvo en cuenta los cambios de presión y temperatura del fluido en la conducción, ya que son los que ocasionan la liberación del aire, con este valor se ingresó a la curva de descarga de aire de las válvulas comerciales y se seleccionó la que dispone del caudal acorde al requerimiento calculado.

Por otra parte se verificó también la condición de ingreso de aire a la tubería para este caso particular, ingresando en el gráfico correspondiente. A continuación se presentan los gráficos tipo de las válvulas seleccionadas.



Figura 11.- Curvas características de las válvulas de aire (http://www.gpmsa.com.ar/productos/1609-dorot07.pdf).

CONCLUSIONES

El marcado desarrollo de los barrios del sector sur de la ciudad de Córdoba generó la necesidad de nuevas obras de infraestructura para brindar un servicio de calidad a los nuevos habitantes. Dentro de la infraestructura mencionada se encuentra el servicio de agua potable que actualmente se encuentra concesionado pro la empresa aguas Cordobesas S.A. y quien, dentro de su planificación, ha incluido la construcción de una estación elevadora que brinde una caudal y presión adecuada para las nuevas urbanizaciones de la zona.

La estación planteada para solucionar el problema del crecimiento de la Ciudad, dispondrá de una serie de ampliaciones a lo largo del tiempo permitiendo adaptarse en etapas a este crecimiento y realizar las inversiones a medida que sean requeridas. El esquema final de bombeo planteado será de (4+1) con una potencia instalada de aproximadamente 635 kw.

La estación elevadora tomará agua proveniente de un acueducto de 1000 mm que se desarrolla por calle Impira hasta la margen del arroyo La Cañada, incrementando la presión hasta 65 m.c.a. y lo impulsará por un nuevo acueducto a construir sobre el sector oeste de calle Impira que será el encargado de abastecer a las nuevas urbanizaciones.

El cálculo de la sobrepresión en la línea de conducción permitió definir la clase de los nuevos tramos de conducción y verificar la sobre resistencia de los conductos proyectados para las condiciones de operación. Con los valores obtenidos en la modelación del transitorio se observó que para los conductos de impulsión de clase 10 estaríamos al límite de la clase del conducto incluyendo la sobre resistencia del 40%. Para alejarse del límite de resistencia, se propuso colocar una válvula anticipadora de onda (VAO) y optar por un conducto de impulsión de clase 16 para el primer tramo de impulsión. Con los resultados de los cálculos en régimen permanente y transitorios se seleccionaron los elementos de operación del sistema.

REFERENCIAS

Aguas Cordobesas, (2017) Master Plan Manantiales II.

Knapp, R. T. (1937) Complete Characteristics of Centrifugal Pumps and Their Use in the Prediction of Transient Behavior. Transactions of the A.S.M.E. pp. 683-689.

Dorot (2018). Catálogo Dorot. Información General Válvulas serie S-300.

Flygt, (2004) Manual de Bombas Sumergibles y Estaciones de Bombeo

Grudfos (2018). Catálogo de Grundfos. Pump Performance Datasheet.

http://www.gpmsa.com.ar/productos/1609-dorot07.pdf

https://www.multimediolider.com.ar/

Siemmens (2018) Catálogo SITRANS F M MAG 5100 W

US Army Corps of Engineers (1998). Water Hammer and Mass Oscillation (WHAMO) 3.0 User's Manual

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

OS EFEITOS DA INFESTAÇÃO PELO MEXILHÃO DOURADO EM UMA INSTALAÇÃO DE BOMBEAMENTO PARA ABASTECIMENTO DE ÁGUA -UM ESTUDO DE CASO

Afonso Gabriel Ferreira Júnior¹, Leirisson Patrick Santos¹, Carlos Barreira Martinez², Jair Nascimento Filho^{3,5}, Edna Maria de Faria Viana^{1,4}

afonsogj@yahoo.com.br, l.patricksantos@gmail.com, martinez@cce.ufmg.br, jair@demec.ufmg.br, ednamariafaria@bol.com.br

¹Programa de Pós Graduação em Engenharia Mecânica da UFMG – Brasil
 ²Universidade Federal de Itajubá – UNIFEI – Brasil
 ³Departamento de Engenharia Mecânica da UFMG – Brasil
 ⁴Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos UFMG – Brasil
 ⁵Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento da UFMG (LENHS-UFMG)
 Av. Antônio Carlos, 6627 – Pampulha – Belo Horizonte – MG, Brasil – Tel/Fax: (31) 3409-4925

RESUMO:

Desde o final da década de 90, um pequeno molusco bivalve de água doce, o Mexilhão Dourado (MD), originário do sudoeste asiático, tem sido detectado na região sul do Brasil. A incrustação deste molusco em tubulações, ocasiona o aumento da rugosidade relativa dos tubos, provocando uma maior perda de carga por metro linear. Nesta situação, no bombeamento de água é necessário um consumo maior de energia para alcançar os mesmos objetivos iniciais de projeto. Este trabalho possui como objetivo simular uma adutora de água bruta simples para um sistema de abastecimento de água, e verificar os efeitos antes e depois da infestação pelo MD, nos condutos do recalque. Para este estudo, foi utilizado o software Allievi, desenvolvido e disponível no site da Universidade Politécnica de Valência. Por meio da análise dos resultados observou-se uma diferença entre os valores das vazões da rede, com e sem infestação pelo MD. Em sistemas sob infestação pelo MD recomenda-se avaliar e alterar os procedimentos de operação e manutenção, com a finalidade de alcançar o máximo rendimento para o mesmo.

ABSTRACT:

Since the late 1990s, a small bivalve freshwater mussel, the Golden Mussel (GM), which has been found in Southwest Asia, has been detected in southern Brazil. The inlay by this mollusk when it occurs in lines of pipes, causes an increase of the relative roughness of the pipelines, causing a greater head loss. In this situation, a higher energy consumption is required to achieve the same initial design goals for pump systems. This work aims to simulate a simple raw water supply for a water supply system, and verify the effects before and after the infestation by the GM, in the recharge system. For this study, this work proposes the use of Allievi software, developed and available on the website of the Polytechnic University of Valencia. By means of the analysis of the results, a difference was observed between the values of the flows of the network, when the proposed circuit is compared, with and without infestation by the GM. In systems under infestation by golden mussel it is recommended to evaluate and change the operating and maintenance procedures, in order to achieve the maximum yield for the same.

PALAVRAS CHAVE: Mexilhão-dourado, perdas hidráulicas e abastecimento de água.

INTRODUÇÃO

O ser humano depende intrinsicamente da disponibilidade de água para garantir o seu desenvolvimento, sendo esse elemento fundamental para a sobrevivência. Desde os primórdios da humanidade, estruturas e máquinas foram elaboradas, para garantir e facilitar a acessibilidade aos recursos hídricos. Atualmente em centros urbanos, na maioria dos casos, a população recebe água na própria residência sem a necessidade de trabalho manual.

De acordo com a importância dos recursos hídricos, cidades situadas em regiões com cotas elevadas, em relação ao nível dos reservatórios de água disponíveis para aproveitamento, necessitam de estações de bombeamento que têm como princípio de funcionamento fornecer energia ao fluido na forma de pressão, possibilitando o seu deslocamento para cotas superiores (Justino e Nogueira, 2012). Uma instalação de bombeamento é composta de maneira simplificada pelos reservatórios inferior e superior, tubulações de sucção e recalque e a bomba, sendo este último o equipamento que recebe o trabalho mecânico, em geral, proveniente de um motor elétrico e o converte em energia hidráulica (Macintyre, 1983).

O dimensionamento adequado dos elementos constituintes de uma instalação de bombeamento, têm como fundamento um ponto ótimo de operação. Entretanto, diversos fenômenos podem ocorrer de modo a modificar a estrutura física e consequentemente o desempenho do sistema, como exemplo, incrustações biológicas nas paredes internas dos condutos forçados (Neto et al, 2003). A ocorrência destas incrustações em condutos forçados, ocasiona a redução do diâmetro de passagem do fluido e aumentando o valor do fator de atrito (f), em consequência principalmente, da elevação da rugosidade superficial.

Em uma estação de bombeamento, as tubulações de sucção e recalque são suscetíveis à infestação pelo mexilhão-dourado (limnoperna fortunei). O mexilhão-dourado (MD) é um molusco bivalve que se desenvolve em ambientes de água doce, e provoca diversos danos econômicos e ambientais. Isso ocorre devido à característica apresentada pelo molusco de alta taxa de proliferação, além da escassez de predadores naturais (Pastorino et al, 1993).

Durante a fase larval o mexilhão-dourado produz uma substância proteica denominada 'bisso', que possibilita a sua fixação em substratos diversos. Em decorrência à altas taxa de proliferação deste molusco, existe uma tendência destes, de se aglomerarem em diversas camadas no interior dos condutos. Quando essa infestação ocorre em condutos forçados, provoca o efeito denominado "macrofouling", caracterizado pela redução da secção transversal de passagem do fluido, e em casos limítrofes pode-se ter a oclusão total do conduto. Essa infestação também provoca a contaminação da água em decorrência da mortandade e deterioração das camadas inferiores de mexilhão-dourado presentes nos aglomerados (Darrigran, 2000). Os primeiros registros da presença desse molusco na América do Sul, ocorreram em 1991, no rio da Prata, Argentina, e acredita-se que foram trazidos mediante água de lastro de navios provindos do sudeste asiático (Darrigran, 1995).

Curvas características de bombas, são obtidas de maneira experimental e fornecidas pelos fabricantes, nas quais pode-se observar o ponto de operação, potência de eixo necessária (P) e eficiência da máquina utilizada em função da vazão volumétrica (Q) (Carvalho, 1999). A altura manométrica (H) é resultado da diferença de cotas entre os reservatórios inferior e superior somado às perdas de carga existentes na tubulação e acessórios do sistema (Macintyre, 1983).

No cálculo de perdas de pressão em tubulações, a rugosidade da superficie interna do conduto é um parâmetro diretamente proporcional na determinação do coeficiente de perda de carga. Assim, a presença de incrustações biológicas ocasiona grandes irregularidades na superficie interna de tubulações, conforme demonstrado na Figura 1. Nesses casos o aumento das perdas hidráulicas é inevitável, em decorrência da redução da área da secção transversal do conduto e consequentemente o aumento da velocidade de escoamento, demonstrado pela equação da continuidade.



Figura 1.- *A* - Esquema da alteração na superfície do tubo (Neto et al, 2003), *B* -Tubulação infestada com mexilhão dourado (Costa et al, 2016)

A seleção adequada de uma turbo-bomba, para uma determinada estação de bombeamento, inicia-se por meio de catálogo dos fabricantes, nos quais, deve-se selecionar a turbo-bomba que possui o melhor rendimento, para uma determinada altura manométrica (desnível + perdas de carga) e determinada vazão. A presença de incrustações, eleva o valor da altura manométrica, modificando o ponto de operação da bomba, o que ocasiona a redução da vazão e em alguns casos e perda de eficiência da máquina.

Quando incrustado no substrato aço, um aglomerado de mexilhão-dourado é arrancado totalmente somente quando a velocidade de escoamento ultrapassa 4,10 m/s de acordo com dados experimentais elaborados por Castro (2013). As velocidades recomendadas de escoamento em linhas de recalque para água variam 1 a 3 m/s em função do diâmetro da tubulação (Macintyre, 1983). Desse modo, no caso da existência de larvas de limnoperna fortunei no reservatório inferior, existirá a possibilidade de incrustação nas linhas de sucção e recalque, tendo em vista que as velocidades recomendadas, nestes trechos, são sempre inferiores à velocidade de arrancamento total das camadas de mexilhão-dourado, nas quais poderá ocorrer grandes perdas de desempenho.

Diante da possibilidade de incrustação de mexilhão-dourado no interior de tubulações de recalque em instalações de bombeamento para abastecimento de água, este artigo apresenta um estudo de caso com foco em uma instalação simples, para simular o sistema de recalque, sem e com infestação de MD, observando a espessura da camada de incrustação em função do tempo de vida do molusco, correlacionado ao desempenho do sistema.

NOMENCLATURA

А	Área de secção transversal (m ²)	h _e	Altura estática de elevação (m)
f	Fator de atrito (adimensional)	Р	Potência de eixo (kW)
J	Perda de carga (m)	Q	Vazão volumétrica (m ³ /h)
Н	Altura manométrica (m)	η	Eficiência (%)
d	diâmetro (m)	Ĺ	comprimento (m)
ε	rugosidade (mm)		

METODOLOGIA

O estudo de caso considera um sistema hipotético de bombeamento, de vazão 612 m3/h e desnível he de 65 m, concebido com o objetivo de se realizar um estudo teórico relativo aos efeitos da infestação do MD em um escoamento.

O sistema (Figura 2) é constituído de dois reservatórios, inferior e superior, denotados por D1 e D2 respectivamente, uma bomba B1, uma válvula de retenção Rt1 e trechos de tubulação representados por T, de T1 a T6. Os trechos T1 e T2 medem 5m de comprimento cada e a tubulação

de recalque de T3 a T6, foi configurada com comprimento de 150 m por trecho T. A tubulação foi dimensionada considerando-se velocidades de escoamento recomendadas (Macintyre, 1983).

A bomba foi selecionada com ajuda do software livre Allievi, desenvolvido pela Universidade Politécnica de Valência na Espanha e disponível gratuitamente no website desta instituição.

A fundamentação matemática que rege o software, para o cálculo do regime permanente, consiste no método das Características (MOC) sem admitir a ocorrência de manobras em acessórios como válvulas durante o funcionamento do sistema (ALLIEVI - Manuel Técnico, 2010)



Figura 2.- Desenho representativo do modelo a ser estudado (Software Allievi).

A metodologia consiste em:

- Dimensionar a instalação com ajuda do programa Allievi e obter as curvas de desempenho para o caso de tubulação limpa;
- Realizar uma predição de perda de carga, com a ajuda da relação crescimento da espessura da camada de incrustação em função do tempo, em uma tubulação de recalque infestada de MD.

Dimensionamento da instalação de bombeamento

A partir dos valores da vazão estipulada e, com ajuda do software Allievi selecionou-se a bomba, KSB MEGANORM 150-400 com velocidade de rotação de 1750 rpm. Os dados de entrada para utilização do Allievi são: vazão, altura estática de elevação (he), rugosidade (ε), diâmetro de sucção (ds), diâmetro de recalque (dr) e comprimento de tubulação (L).

Os diâmetros de tubulação ds e dr foram definidos com base em valores de velocidade de escoamento em tubulação recomendado na literatura técnica. Com relação ao dimensionamento do diâmetro de saída é recomendado uma velocidade de 2,65 m/s (Macintyre, 1983).

A vazão volumétrica (Q) em um conduto forçado é expressa de acordo com a Equação 1 que é uma função da velocidade do escoamento (V) e da área da secção transversal da tubulação (A).

Substituindo os dados de vazão volumétrica e a velocidade recomendada na equação (1), foi determinada a área da secção transversal da tubulação de recalque e consequentemente o seu

diâmetro, aproximando-o para uma dimensão comercialmente fabricada equivalente a 300 mm. Desse modo, a velocidade na linha de recalque foi corrigida para 2,4 m/s.

De modo análogo para a sucção, a partir de uma velocidade recomendada de 1,4 m/s (Macintyre, 1983), obteve-se para a aspiração uma dimensão comercialmente fabricada de 400 mm e velocidade de 1,35 m/s.

A rugosidade da tubulação, fabricada em ferro fundido, é de 0,1 mm de acordo com o manual do fabricante (Barbará, 1998).

A Figura 3 apresenta as curvas do produto selecionado com a ajuda do Allievi.



Figura 3.- Curva característica da bomba KSB Meganorm 150-400 (KSB, 2010).

Adota-se como prática de projeto, selecionar sempre a bomba com rotor de maior diâmetro e usiná-lo caso seja necessário. Portanto observando a linha tracejada em vermelho nas curvas de desempenho, para uma vazão de 612 m³/h e considerando o rotor de máximo diâmetro, a altura manométrica (H) equivale a 70 m, enquanto a eficiência corresponde a aproximadamente 81%.

Incrustação na linha de recalque pelo mexilhão dourado

A larva do MD apresenta várias etapas de desenvolvimento, sendo o último estágio chamado de larva umbonada ou juvenil, a partir do qual apresenta a capacidade de se fixar no substrato (Costa et al, 2016). Devido à sua característica gregária, em tubulações pode formar diversas camadas irregulares, elevando assim a espessura da parede, o que ocasiona perdas de carga severas. Para correlacionar o desempenho do sistema de bombeamento, com o tempo de infestação na linha de recalque, foi utilizado como parâmetro o gráfico apresentado pela Figura 4, que apresenta a evolução da espessura da camada de incrustação em função do tempo de vida em dias do MD (Costa et al, 2016). O eixo vertical 'Tempo de Vida (dias)', significa o tempo em que o substrato sofreu a incrustação de camadas do MD.



Figura 4.- Tempo de Vida x Espessura da camada de incrustação [8].

A equação que representa o crescimento da espessura de incrustação (ver Figura 4) é dada em função da quantidade de camadas incrustadas. O gráfico da Figura 4 é uma aproximação linear do tempo de incrustação de uma camada de MD a partir do início do ciclo de vida do molusco no sistema até o início da segunda camada (800 dias). Portanto, para quantidade de dias superior a 850, nota-se a presença de duas camadas de incrustação, existindo uma nova função linear representando a evolução do crescimento da espessura nesse intervalo de duas camadas (Costa et al, 2016). Foi adotado apenas o gráfico que representa os primeiros dias de desenvolvimento do MD (uma camada), pois as reduções na vazão já foram expressivas nesse intervalo.

De acordo com (Costa et al, 2016), a partir de um dado estágio de desenvolvimento do molusco a rugosidade média das camadas aglomeradas pode ser considerada constante independentemente da espessura, e corresponde a 10,25 mm. Com o aumento da perda de carga, a altura manométrica aumenta e o ponto de operação na curva característica é deslocado para sua esquerda, o que corresponde a queda de vazão na máquina hidráulica.

A perda de carga na tubulação de recalque foi simulada inicialmente sem infestação do MD e, posteriormente, simulada em intervalos de 3 em 3 meses de operação com infestação. Os valores iniciais na simulação com infestação, correspondem a um cenário em que o sistema já sofreu infestação de 6 a 18 meses (180 a 540 dias). Os cálculos da espessura de parede nesse intervalo de tempo considerado, foram realizados com ajuda da expressão da Figura 4, extrapolando sua aplicação para o intervalo de tempo de estudo.

RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Tabela1 representa na linha de recalque, o diâmetro interno e espessura da parede da tubulação como uma função dos dias de infestação do sistema pelo MD.

	Dias de infestação	Espessura da incrustação (mm)	Diâmetro interno (mm)	Espessura da parede (mm)
-	0	0	300	13
	180	1.91	296.19	14.91
	240	3.24	293.53	16.24
	300	4.57	290.87	17.57
	360	5.90	288.21	18.90
	420	7.23	285.55	20.23
	480	8.56	282.89	21.56
_	540	9.89	280.23	22.89

Tabela1.- Diâmetro interno e espessura da parede da tubulação em função dos dias de infestação.

Nota-se que a redução no diâmetro interno da tubulação é expressiva, reduzindo aproximadamente 20 mm no intervalo analisado. Além disso, outra variável que sofre alteração é a rugosidade do conduto forçado que, na presença do MD eleva-se bruscamente.

A simulação foi realizada em função dos intervalos de tempo considerados na tabela 2, considerando para cada situação o diâmetro interno correspondente, e nos casos de incrustação adotando a rugosidade constante equivalente a 10,25 mm.

Os trechos da tubulação de recalque de T3 a T6 foram os considerados na simulação, no entanto, por apresentarem as mesmas dimensões em relação ao comprimento e diâmetro interno, os resultados obtidos de perda de carga foram iguais para todos os trechos.

Portanto, os dados de vazão, velocidade, perda de carga e fator de atrito para cada trecho, além da altura manométrica, eficiência e potência da bomba foram calculados com o auxílio do software Allievi e exibidos conforme a Tabela 2.

Tabela 2. Desempenho do Sistema de bombeamento com relação à linha de recalque, em função dos	s dias de
infestação pelo mexilhão dourado.	

DIAS	dinterno	Q (m³/h)	V(m/s)	$\Delta h(m)$	f (adm)	H (m)	η (%)	P (Kw)
0	300.00	614.02	2.41	2.43	0.0164	66.55	81.80	136.13
180	296.19	466.20	1.88	5.55	0.0608	78.84	79.80	125.51
240	293.53	459.25	1.89	5.65	0.0611	79.26	79.50	124.77
300	290.87	452.30	1.89	5.76	0.0613	79.68	79.15	123.49
360	288.21	445.10	1.90	5.87	0.0616	80.09	78.67	124.07
420	285.55	437.94	1.90	5.97	0.0618	80.50	78.15	122.93
480	282.89	430.74	1.90	6.08	0.0621	80.91	77.61	122.37
540	280.23	423.43	1.91	6.18	0.0623	81.33	77.03	121.82

Observando o caso sem infestação e tomando-o como referência, é possível notar a redução expressiva da vazão de aproximadamente 24% nos primeiros 6 meses, tornando esse decaimento menor conforme a quantidade de dias de infestação decorridos. Esse fenômeno pode ser explicado devido altas taxas de crescimento do mexilhão-dourado nas primeiras fases do seu desenvolvimento, a qual decai com o decorrer dos dias de vida (Maroñas et al, 2003), aproximando-se de uma equação logarítmica com concavidade para baixo e taxa de decaimento suave.

Na Figura 5-A, na qual nota-se que entre os intervalos simulados sem infestação e após 6 meses, há uma brusca redução na vazão e grande aumento da altura manométrica, que é explicado pela perda de carga em consequência da redução do diâmetro interno e aumento da rugosidade. Nos meses subsequentes, essa taxa de variação reduz, pois, a rugosidade foi considerada constante independente do tempo de infestação. Observando a curva característica da bomba selecionada, os dados obtidos e disponibilizados graficamente demonstram a modificação do ponto de operação da bomba para cada situação analisada.



Figura 5.- Perda de carga (A) e altura manométrica (B) em função do tempo de infestação.

O mesmo caso ocorre com a vazão volumétrica quando comparada em função do tempo de infestação, de acordo com o representado graficamente pela Figura 5-B, há sempre o decaimento desse parâmetro, sendo de forma mais intensa nos primeiros meses.

A altura manométrica de operação da bomba, é obtida pela soma da altura estática de elevação às perdas de carga do sistema. Com o objetivo de observar a influência do mexilhãodourado na perda de carga em uma linha de recalque de uma instalação de bombeamento, as perdas em decorrência de possíveis assessórios na tubulação foram desconsideradas.

A figura 6-A, representa a perda de carga por trecho na linha de recalque em função do tempo de infestação, enquanto a figura 6-B demonstra a perda de carga total do sistema.

Como a altura estática de elevação dessa hipotética instalação é de 65 m, devido ao acréscimo das perdas de carga a essa variável, obtém -se a altura manométrica é sempre superior a 65 m, e desse modo os dois gráficos são similares. Devido ao rápido crescimento do mexilhão-dourado nas primeiras etapas do seu desenvolvimento, a taxa de incremento da perda de carga é

mais intensa nos primeiros meses de infestação, tornando-se praticamente constante com o decorrer do tempo.



Figura 6.- Perda de carga (A) e altura manométrica (B) em função do tempo de infestação.

A curva característica de rendimento total por vazão é obtida pela razão entre a potência útil cedida ao fluido e a de eixo absorvida pela bomba. Devido a perdas como atrito, recirculação e fugas internas ocorrentes nos diversos componentes da bomba, a potência de eixo deve ser sempre maior que a potência útil. A figura 7-A demonstra que a potência de eixo tende a reduzir conforme o aumento da camada de incrustação do MD na parede interna do conduto forçado, no entanto, a figura 7-B indica a queda no rendimento total do sistema, caracterizando, portanto, a redução da potência útil cedida ao fluido.



Figura 7.- Potência absorvida (A) e rendimento total (B) em função do tempo de infestação.

CONCLUSÕES

Todos os aspectos analisados como, vazão, perda de carga e eficiência do sistema, sofreram alterações que prejudicaram o desempenho da instalação de bombeamento conforme o aumento da camada de incrustação do mexilhão dourado, na linha de recalque, fazendo com que a instalação não atenda à demanda de vazão exigida, sendo necessário a elevação da potência do conjunto motobomba para cumprir os requisitos. Desse modo, em sistemas de grande importância como o de abastecimento de água, deve-se realizar análises constantes nos reservatórios para possível identificação do MD.

Caso seja comprovada a presença desse molusco bivalve no sistema em questão, recomendase realizar a manutenção da instalação, realizando principalmente a limpeza interna das tubulações, em intervalos de 6 meses, no qual de acordo com a simulação do caso adotado, ocorreu um decaimento superior a 20% da vazão em relação à instalação sem infestação. Ressalta-se que este estudo avaliou apenas as características físicas de um estudo de caso, impondo algumas condições específicas de contorno. Para a aplicação desta metodologia em outros casos, deve-se realizar as devidas adaptações para cada caso.

AGRADECIMENTOS

Os autores manifestam seus agradecimentos à UFMG, à ANEEL, à CEMIG, à ELETROBRAS-FURNAS, à FAPEMIG, ao CNPq e à CAPES pelo suporte financeiro para a realização desse trabalho.

REFERÊNCIAS

ALLIEVI - Manual Técnico (2010). Valência – Espanha.

Barbará (1998). Catálogo Produtos Barbará.

Carvalho, D. F. (1999) "Instalações elevatórias. Bombas". Belo Horizonte : FUMARC.

Castro, A. L. P. (2013). "Estudo de velocidade e do número de Reynolds para o descolamento e do número de Reynolds para o descolamento dos mexilhões-dourados (*Limnoperna fortunei*)". Dissertação de Mestrado, Departamento de Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da UFMG.

Costa, T. R.; Rico, E. A. M.; Ferreira, A. G.; Martinez, C. B.; Faria, E. M (2016). "Análise da taxa de crescimento do Limnoperna fortunei (Dunker, 1857), relacionada à espessura da camada de incrustação". Lima, Peru : s.n. IAHR.

Costa, T. R.; Rico, E. A. M.; Ferreira, A. G.; Martinez, C. B.; Faria, E. M (2016). "Análise da perda de carga causada pela rugosidade, advinda da incrustação do mexilhão dourado". *XXVII Congresso Latino Americano de Hidráulica*. Lima, Peru.

Darrigran, G (2000). "Invasive freswater bivalves of the Neotropical Region". pp. 7-13.

Darrigran, G. (1995). *"Limnoperna fortunei:* Um problema para los sistemas naturales de água dulce del Mercosur?", Museo La Plata, pp. 85-87.

JUSTINO, D. e Nogueira, É. (2012). "Dimensionamento do Sistema de Recalque para abastecimento de água da comunidade de Macundú, distrito de São João Marcos município de Rio Claro, Rio de Janeiro". *Cadernos UniFOA*. Abril de 2012, pp. 11-25.

KSB. Manual de curvas características (2010)

Macintyre, Archibald Joseph (1983). "Máquinas Motrizes Hidráulicas". *Guanabara Dois*, Rio de Janeiro. Maroñas, M.; Darrigran, G.; Sendra, E.; e Breckon, G (2003). "Shell growth of the golden mossul, Limnoperna fortunei (Dunker, 1857) (Mytilidae), from a Neotropical temperature locality.," *Hydrobiologia*, vol. 495, pp. 41-45.

Netto, A. e Fernandez, M. F. (2003). "Manual de Hidráulica". *Edgard Blucher LTDA* São Paulo. **Pastorino, G., Darrigran, G., Martin, S., e Lunaschi** (1993). Limnoperna fortune, nuevo bivalvo invasor en aguas de río de la Plata. pp. 101-102.

IAHR

AIIH

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

AVALIAÇÃO DO COMPRIMENTO MÁXIMO DE ATUAÇÃO DE ESFORÇOS HIDRÁULICOS LIMITES A JUSANTE DE COMPORTAS EM CONDUTOS

Bruna Moreira Sell¹, Priscila dos Santos Priebe², Aline Saupe Abreu³, Mauricio Dai Prá⁴

¹Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos - Universidade Federal de Pelotas, Brasil, brunamoreirasell@gmail.com ²Programa de Pós-Graduação em Saneamento Ambiental e Recursos Hídricos – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil, priscilaspriebe@gmail.com ³Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos - Universidade Federal de Pelotas, Brasil, alsaupe@gmail.com ⁴Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos - Universidade Federal de Pelotas, Brasil, mdaipra@gmail.com

RESUMO:

As eclusas de navegação são estruturas utilizadas para transposição de desníveis. A compensação da diferença de carga hidráulica, enchimento e/ou esvaziamento da câmara, se dá por meio de um sistema de tubulações, enquanto que a operação das eclusas é feita por meio de comportas. Como na região a jusante das comportas ocorre uma zona de instabilidade de pressões, o presente estudo avaliou esta região, na base e no teto de um conduto retangular, exposta ao risco de erosão do concreto, causadas pelas mínimas cargas de pressões médias. A pesquisa propôs uma metodologia adimensional para analisar as condições de operação que podem desencadear o processo erosivo no concreto, assim como estimar o comprimento máximo do conduto no qual os esforços críticos são atuantes. Por meio dos resultados obtidos foi possível concluir que um adimensional de operação pode ser aplicado para estimar este comprimento máximo a jusante de comportas, tanto na base quanto no teto dos condutos.

ABSTRACT:

The navigation locks are structures used to transpositions the levels. The compensation of the difference of hydraulic loads, filling and/or emptying of the lock chamber, is performed through piping system, while the operation of the locks is done by sluices gates. How in the downstream region occurs a zone of pressure instability, this study evaluated this region, at the lower and upper part of the rectangular conduit, exposed to the risk of erosion of the concrete, caused by the minimum average pressure loads. The purposes of this research was to develop a dimensionless analysis for identify the operation conditions which the erosive process may be triggered in the concrete structures, as well as estimate the maximum distance were the critical forces acting. Through the acquired results, it was possible to conclude that the operation dimensionless can be applied to assess the maximum distance in the region downstream from sluice gates, both in the lower and the upper parts of the conduits.

PALAVRAS CHAVES: comportas hidráulicas; pressões mínimas; análise adimensional

INTRODUÇÃO

Assegurar os múltiplos usos das águas é uma tarefa árdua, desafiadora e complexa. A grande quantidade de barramentos existentes, destinados a reservar volumes de água para as mais distintas finalidades, como o abastecimento urbano, irrigação e a geração de energia, implicam em grandes diferenças de nível que impedem a navegação em determinados trechos e intensificam este desafio.

Dentre os mecanismos utilizados na transposição de nível hidroviário destacam-se as eclusas, que são estruturas hidráulicas que permitem a compensação de desnível, sejam estes causados por barreiras topográficas naturais ou artificiais. Os sistemas clássicos para o enchimento/esvaziamento de câmaras de eclusas são compostos por condutos e operados por comportas, para o controle da vazão.

O mesmo sistema hidráulico é observado na operação de descarregadores de fundo; estruturas hidráulicas tipicamente construídas junto ao corpo de barragens e cuja finalidade é escoar a água para jusante a fim de garantir uma vazão mínima, descarregar sedimentos acumulados e escoar as vazões de cheia, total ou parcialmente (Kanashiro, 2011).

Em ambos os casos, além dos sistemas hidráulicos respeitarem o mesmo princípio de funcionamento, o material de revestimento geralmente empregado é o concreto. Durante a operação destas estruturas, Priebe (2016) aponta que na região a jusante das comportas, devido as altas velocidades do escoamento e as baixas pressões, problemas de cavitação podem ocorrer. O fenômeno de cavitação pode desencadear processos de erosão, os quais podem reduzir a vida útil da obra, e por esta razão, as áreas superficiais das estruturas hidráulicas de concreto devem ser resistentes (Dafré Filho, 2004).

O objetivo deste estudo foi desenvolver uma análise adimensional para identificar o trecho a jusante de comportas em condutos retangulares de concreto, expostos a condições de operação que podem desenvolver processos erosivos pelo efeito de abrasão e/ou cavitação.

METODOLOGIA

Os dados utilizados neste estudo foram obtidos de Priebe (2016) e Oliveira (2016). O estudo foi conduzido em ensaios realizados em um modelo experimental, alocado no Laboratório de Hidráulica e Hidroenergia do curso de graduação em Engenharia Hídrica da Universidade Federal de Pelotas.

O modelo físico simula o escoamento em um conduto de enchimento/esvaziamento de uma eclusa de navegação de média/alta queda e possui escala geométrica de 1:32, cujo protótipo tem um conduto de seção transversal quadrada com 4 metros de lado. Como mostra a figura 1, integram os componentes do modelo reduzido: dois reservatórios interligados, um conjunto moto-bomba, um sistema de condutos com diversas peças especiais que permitem conduzir e acompanhar as características hidráulicas do escoamento, uma comporta do tipo segmento invertida e uma chaminé de equilíbrio.



Figura 1. - Modelo reduzido. Fonte: Oliveira (2016).

As simulações experimentais foram realizadas sob diferentes condições de vazão, compreendidas entre 2,5L/s e 31,8L/s, e de grau de abertura de comporta, variando entre 10% e 90%. Durante as campanhas de ensaio foram registradas, em cada simulação, as cargas de pressão média observadas em piezômetros, bem como a distância dos pontos de tomada de pressão em relação ao batente da comporta. A região de interesse foi o trecho a jusante da comporta, com dados coletados na base e no teto do conduto.

Após a coleta dos dados no modelo físico, foram traçados gráficos para representar o comportamento das distribuições longitudinais das cargas de pressão média, na base e no teto do conduto, a jusante da comporta, para as diferentes vazões ensaiadas e aberturas da comporta. Foi gerado um gráfico para cada abertura, com as vazões ensaiadas em cada simulação e as pressões médias registradas.

A fim de identificar as condições de ensaio que poderiam desenvolver risco de erosão, o presente estudo adotou a recomendação de Lemos (1981) do qual aponta que, para evitar a cavitação em estruturas de concreto, a limitação das cargas de pressão locais médias não podem exceder o valor de -6 mH₂O. Por se tratar de uma análise em um modelo físico com escala reduzida, o valor limite de -6 mH₂O foi então convertido, resultando em -0,1875 mH₂O e inserido aos gráficos plotados. A figura 2 mostra, a título de exemplificação, o modo dos gráficos gerados.



Figura 2. - Comportamento longitudinal das pressões médias obtidas na base do conduto, para a condição de abertura de 40% da comporta.

Desta maneira, foi possível apontar quais as condições de ensaio, em que combinadas a vazão e o grau de abertura da comporta, a carga de pressão média registrada encontrou-se abaixo daquela indicada como limite, implicando em propensão aos esforços erosivos em estruturas de concreto.

Para as condições de ensaio onde as cargas de pressão média registradas foram inferiores à recomendada por Lemos (1981), foi identificada visualmente a posição limite; definida como a porção mais distante do trecho a jusante da comporta como sendo zona de risco a erosão, e, consequentemente, como área a ser protegida em condições de projeto. A figura 3 apresenta o ponto limite para a condição de abertura de 40% e vazão de 31,8 L/s, em que no eixo das abscissas têm-se a distância no trecho a jusante da comporta e no eixo das ordenadas a carga de pressão média.



Figura 3. - Identificação do ponto limite, para a condição de ensaio de abertura de 40% da comporta com a vazão de 31,8L/s, na base do conduto.

Assim, gerou-se uma nova série de dados para as aberturas que, em determinadas vazões ensaiadas, apresentaram valores de carga de pressão inferior à - $0,1875 \text{ mH}_2\text{O}$. Foram registradas as vazões ensaiadas para cada abertura que se enquadravam nesta situação, assim como o valor da posição (X_{limite}). A esta nova série de dados foi realizada a análise dimensional, seguindo metodologia do Teorema Pi de Buckingham (White, 2002).

Foram analisados diferentes parâmetros hidráulicos e, por meio destes, formados conjuntos adimensionais que expressassem condições de operação com potencial risco de erosão ao concreto, principal material de revestimento destes condutos. A escolha das variáveis adotadas na análise adimensional deste estudo priorizou aquelas que possam ser facilmente adquiridas e que, de modo concomitante, exercessem influência direta no escoamento e na carga de pressão média. Os parâmetros analisados são apresentados na Tabela 1.

Parâmetro Hidráulico	Símbolos
Velocidade do Escoamento na Abertura da	V.
Comporta	 abertura comporta
Velocidade do Escoamento Conduto Pleno	V _{conduto pleno}
Vazão	Q
Carga de Pressão do Limite de Tração do	\mathbf{P}/\mathbf{v}
Concreto	¹ / ^γ limite
Perda de Carga	h _f
Altura da Abertura da Comporta	Habertura comporta
Altura do Conduto Pleno	H _{conduto pleno}
Massa Específica da Água	ρ
Viscosidade Dinâmica da Água	μ
Aceleração da Gravidade	g

|--|

O parâmetro velocidade do escoamento na abertura da comporta ($V_{abertura comporta}$) foi obtido a partir da equação da continuidade (equação 1), em que a área do conduto retangular foi calculada por meio do emprego da equação 2.

$$V_{abertura \ comporta} = \frac{Q}{A}$$
[1]

Onde:

V_{abertura comporta} - velocidade na abertura da comporta (m/s); Q - vazão (m³/s); A - área do conduto (m²). Onde: A - área do conduto (m²); H_{conduto pleno} - altura do conduto pleno (m); H_{abertura da comporta}- altura da abertura da comporta (m).

A altura da abertura da comporta ($H_{abertura \, da \, comporta}$) foi calculada por meio de uma ponderação entre a altura do conduto pleno ($H_{conduto \, pleno}$), equivalente à 0,125m no modelo reduzido estudado, e os diferentes graus de abertura da comporta.

De modo análogo, a velocidade do escoamento no conduto pleno ($V_{conduto pleno}$) foi obtida por meio da equação 1. Porém, com a área calculada de acordo com a equação 3.

$$A = H_{\text{conduto pleno}}^2$$
[3]

O parâmetro perda de carga (h_f) foi obtido através da diferença entre as cargas de pressão médias coletadas experimentalmente a montante e a jusante da comporta. Optou-se por trabalhar com este parâmetro dada a facilidade de obtê-lo por meio do emprego da equação 4, visto que as variáveis englobadas nesta equação são de fácil aquisição e controle, assim como a variável $K_{comporta}$, que pode ser obtida em tabelas e gráficos encontrados na literatura apenas com a informação do tipo de comporta estudada, área total do conduto e área de abertura.

$$h_f = \frac{K_{comporta} \cdot V^2}{2 \cdot g}$$
[4]

Onde:

h_f – perda de carga (m); K_{comporta} - coeficiente da comporta; V - velocidade do escoamento (m/s).

Os demais parâmetros analisados no presente estudo, como a carga de pressão do limite de tração do concreto, massa específica, viscosidade dinâmica e aceleração da gravidade são constantes, sendo utilizado, respectivamente, -6 mH₂O, 998,2 kg.m⁻³, 10^{-6} m².s⁻¹, 9,8066 m.s⁻².

Seguindo as pressuposições do Teorema Pi, dentre as variáveis utilizadas neste estudo, apontadas na tabela 1, fixou-se, respectivamente, as variáveis perda de carga, massa específica e vazão, para desta maneira formar os grupos adimensionais. Onde:

$$\Pi = h_f^{a} \rho^b . Q^c$$
[5]

De modo a eleger o melhor grupo que representasse as condições de operação, obtido pela análise adimensional, como ferramenta de decisão, foram analisados conjuntamente o coeficiente de determinação (R²) e o erro médio quadrático (RMSE). Recorreu-se a análise conjunta, visto que o R² é indicado para as condições cujo ajuste característico é do tipo linear, fato não observado nos grupos formados. Em contrapartida, o RMSE apesar mostrar as diferenças individuais entre a previsão do modelo e as observações, apresenta limitações no seu uso por ser sensível a escala de valores das grandezas em análise. Pelas razões apresentadas, o presente estudo adotou como critério de decisão o R², a fim de eleger o grupo adimensional que melhor descrevesse as condições de operação e o RMSE como ferramenta complementar.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste estudo foram definidos dois conjuntos adimensionais, um de posição e outro de operação. O conjunto adimensional de posição, proposto e adotado neste estudo, resulta da razão entre a posição limite e a altura da abertura da comporta (equação 6).

$$\Pi_{\text{posição}} = \frac{X_{\text{limite}}}{H_{\text{abertura da comporta}}}$$
[6]

Buscou-se analisar adimensionalmente a posição longitudinal, visto que desta forma é possível determinar a incógnita de principal interesse prático para pesquisadores, projetistas e operadores de estruturas hidráulicas, que é a posição limite.

Após definir o adimensional de posição, foram propostos conjuntos adimensionais a partir das variáveis definidas na Tabela 1. Cada conjunto Pi foi confrontado com o adimensional de posição, através de uma representação gráfica, onde extraiu-se a curva de ajuste, os coeficientes R² e RMSE, para desta forma, apontar o melhor conjunto adimensional que representasse as condições de operação.

Após análise de cada conjunto adimensional foi adotado o adimensional de operação ($\Pi_{operacão}$), apresentado na equação 7.

$$\Pi_{\text{operação}} = \frac{\mathbf{h}_{f} \cdot \mathbf{v}}{\mathbf{Q}}$$
[7]

A figura 4 apresenta o comportamento do adimensional de operação (PI operação) em relação ao adimensional de posição (Pi posição), para os dados obtidos na base do conduto, onde as pressões médias foram inferiores ao limite proposto por Lemos (1981). Enquanto que, a figura 5 mostra o comportamento para os dados obtidos no teto do conduto.



Figura 4 - Comportamento do conjunto adimensional adotado e do adimensional de posição para os dados da base, para distintas aberturas.

igura 5 - Comportamento do conjunto adimensional adotado e do adimensional de posição para os dados do teto, para distintas aberturas.

Ao observar a figura 4 identifica-se uma tendência clara, quanto ao comportamento do adimensional de operação em relação ao adimensional de posição, com ascensão crescente e ajuste descrito por uma equação do tipo polinomial de segundo grau. Nota-se que os dados não destoam da linha de ajuste, fato expresso pelo coeficiente de determinação, com $R^2=0.979$.

A interpretação da figura 5 torna possível apontar que o agrupamento dos dados dos adimensionais de operação e posição, obtidos no teto do conduto, remete a um ajuste com inclinação ascendente, também descrito por uma equação polinomial de segundo grau. Apesar de se identificar um ponto discrepante do ajuste característico, para a abertura de 20%, o parâmetro estatístico é considerado muito bom, de $R^2=0.9458$.

Posteriormente, foi elaborada a avaliação conjunta dos adimensionais com os dados obtidos para a base e para o teto do conduto, conforme mostra a figura 6.



Figura 6. – Avaliação do conjunto adimensional de operação e do conjunto adimensional de posição, para os dados obtidos na base e no teto do conduto.

Observa-se que na figura 6, o eixo das coordenadas foi invertido, se comparado às figuras anteriores. A razão de inverter o eixo foi devido ao fato de que o parâmetro $\Pi_{operação}$ é conhecido, e assim definido como variável preditora; enquanto que, o parâmetro $\Pi_{posição}$, do qual determinará a estimativa da posição limite, é definido como a variável resposta. Deste modo, no eixo das abscissas encontra-se a variável independente ($\Pi_{operação}$) e no eixo das ordenadas a variável dependente ($\Pi_{posição}$).

Ao analisar o comportamento conjunto dos dados obtidos no teto e na base do conduto, para os adimensionais formados, é possível identificar que embora existam pontos que se encontram fora da linha de tendência, os dados tendem a um ajuste comum. Tal afirmativa é reforçada com o valor de R² encontrado, de 0,93.

O adimensional de operação proposto neste estudo pode ser aplicado para descrever o comportamento do escoamento no trecho a jusante da comporta, tanto na base quanto no teto do conduto retangular, desde que $\Pi_{\text{posição}}$ varie de 0 a 20, e o $\Pi_{\text{operação}}$ de 0 a 0,00015. Com essa proposta é possível inferir, através do $\Pi_{\text{posição}}$, o comprimento limite dos esforços atuantes, com pressões inferiores a -6 mH₂O, que podem desencadear danos ao concreto.

CONCLUSÕES

Com base nos resultados obtidos, é possível concluir que o método adimensional proposto permite averiguar as condições de operação que podem comprometer a integridade de estruturas hidráulicas revestidas de concreto, operadas por um sistema de condutos retangulares e comportas, e identificar o trecho onde os esforços atuantes podem degradar o material de revestimento. O adimensional de operação proposto pode ser aplicado tanto na base quanto no teto de condutos retangulares. Por meio do emprego do adimensional de posição é possível apontar o comprimento do trecho a jusante das comportas, exposto a processos erosivos, do qual deve ser protegido com materiais mais resistentes, em condições de projeto.

REFERÊNCIAS

Filho, L. G.; Genovez, A. I. B. (2004). "Métodos para Avaliação do Desgaste em Amostras de Concreto Submetidas à Abrasão e à Cavitação". *Ingeniería Del Agua*, Vol. 11, No. 4, Dez. 2004, p. 389-396.

Kanashiro, W. H. (2011). *Curso Segurança de Barragens: Modulo I – Barragens: Aspectos Legais, Técnicos e Socioambientais, Unidade 6: Noções de Hidráulica*. Foz do Iguaçu: Convênio entre Agência Nacional de Águas e Parque Tecnológico de Itaipu, 2011. 75 p.

Lemos, F. O. (1981). *Critérios para o Dimensionamento Hidráulico de Barragens Descarregadoras*. Ministério da Habitação e Obras Públicas – Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Memória nº 556, Lisboa, 1981.

Oliveira, F. F. M. (2016). "Pressões a Jusante de Comportas Tipo Segmento Invertida em Condutos de Eclusas". 2016. 135 f. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos) – Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos, Universidade Federal de Pelotas, Pelotas, 2016.

Priebe, P. S. (2016). "Caracterização das pressões induzidas pelo escoamento a jusante de comportas em condutos retangulares". 2016. 172f. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos) – Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos, Universidade Federal de Pelotas, Pelotas, 2016.

White, F.M. (2002). Mecânica dos Fluidos. 4ª ed. Rio de Janeiro: McGraw-Hill, 2002.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

VIABILIDAD Y SOSTENIBILIDAD DEL USO DE SISTEMAS DE BOMBEO EN LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO EN CIUDADES PEQUEÑAS DE COLOMBIA

Juan Rocha, Jorge Pérez y Juan Saldarriaga

^{1, 2}Investigador, Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados (CIACUA), Universidad de los Andes, Colombia

³Profesor Titular, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Colombia js.rocha@uniandes.edu.co; ji.perez1719@uniandes.edu.co; jsaldarr@uniandes.edu.co

RESUMEN:

Las estaciones de bombeo de aguas residuales (EBARs) son elementos muy importantes de los sistemas de alcantarillado. Sin embargo, la presencia de estos elementos en sistemas particulares puede traer consigo condiciones adversas que provoquen la operación deficiente o la insostenibilidad total. En Colombia, se han identificado varias problemáticas asociadas con la inclusión de EBARs en los sistemas de alcantarillado, en particular aquellos de ciudades pequeñas. Hoy en día existen varias alternativas encaminadas a eliminar o disminuir los impactos negativos provocados por las EBARs en los sistemas de alcantarillado. Con la presente investigación se hizo una evaluación de la viabilidad y sostenibilidad del uso de EBARs en los sistemas de alcantarillado en ciudades pequeñas de Colombia. Para esto se realizó una revisión exhaustiva de artículos noticiosos, textos bibliográficos, artículos indexados y documentos de política pública. Además, se realizaron encuestas a expertos en temas de alcantarillado y sistemas de bombeo.

ABSTRACT:

Wastewater pumping stations (WWPSs) are very important elements of sewerage systems. However, the presence of these elements in sewer systems can bring with them the adverse conditions that cause deficient operation or total unsustainability. In Colombia, several problems have been detected associated with the inclusion of WWPSs in sewerage systems, particularly those from small cities. Nowadays there are several alternatives aimed to eliminating or diminishing the negative impacts caused by the WWPSs in sewerage systems. With this research, an evaluation of the feasibility and sustainability of the use of WWPSs in the sewage systems in the small cities of Colombia was made. For this, an exhaustive review of news articles, bibliographic texts, indexed articles and public policy documents was carried out. In addition, surveys are conducted to experts on sewage and pumping systems.

PALABRAS CLAVES: EBARs, Alcantarillado no convencional, ciudades pequeñas.

INTRODUCCIÓN

Las estaciones de bombeo de aguas residuales, también conocidas como estaciones elevadoras, son sistemas requeridos en ciertos puntos de una red de alcantarillado para evacuar aguas residuales y/o lluvias de zonas bajas, posibilitar su disposición final en cuerpos receptores que posean una cota más elevada, o para iniciar un nuevo tramo de flujo por gravedad cuando se supera la profundidad máxima de excavación permitida por la normativa.

A pesar de su utilidad, las estaciones de bombeo deben implementarse con cautela en un sistema de alcantarillado, debido al alto costo de instalación, operación y mantenimiento que requieren. No evaluar correctamente estos costos puede provocar la insostenibilidad económica, no solo de la unidad de bombeo, sino del sistema de alcantarillado en su conjunto.

Por otro lado, los sistemas de bombeo tienen asociados siempre una probabilidad de falla, la cual, al materializarse, puede generar impactos negativos en la zona aledaña. La gravedad de estos impactos depende del tipo de falla, las características de la zona en la cual se encuentra la estación de bombeo y el sistema de respuesta que se tenga previsto para tales contingencias. La falla de una estación de bombeo puede generar afectaciones en la salud pública y daño en propiedad pública y privada.

Además, aún sin incurrir en fallas, un sistema de bombeo puede generar incomodidades en la comunidad aledaña a su punto de instalación. Ejemplo de esto es la proliferación de malos olores, alto nivel de ruido producido por el equipo electromecánico, afectación paisajística y el alza en las tarifas del servicio público de alcantarillado asociada con la operación de estos sistemas.

Para combatir las problemáticas mencionadas existen diversas alternativas propuestas desde la academia, el sector público y empresas privadas. Algunas de estas alternativas tratan el problema desde su raíz evitando la implementación de sistemas de bombeo, mientras que otros se enfocan en reducir la probabilidad de falla y el impacto negativo de la presencia de las estaciones de bombeo cerca de una comunidad. Sistemas de alcantarillado no convencional, uso de fuentes de energía alternativa, diseño optimizado, integración paisajística son ejemplos de estos mecanismos de mitigación.

METODOLOGÍA

Esta investigación fue elaborada con base en la revisión exhaustiva de artículos noticiosos, textos bibliográficos, artículos indexados y documentos de política pública. Además, se realizaron encuestas a expertos en temas de alcantarillado y sistemas de bombeo.

La revisión de artículos noticiosos se hizo en búsqueda de evidencia que pusiera de manifiesto la magnitud que pueden alcanzar los impactos negativos provocados por el funcionamiento deficiente y/o la falla de los sistemas de bombeo en sistemas de alcantarillado. De esta manera se entiende mejor el contexto y la justificación de esta investigación. Principalmente se revisaron publicaciones de diarios colombianos, en especial aquellas que se hicieron a través de la página web de estos periódicos.

Luego, la investigación se centró en los sistemas de alcantarillado no convencionales como alternativa de solución. Con base en el trabajo de Melo (2005) y publicaciones de la Organización Panamericana de la Salud (OPS), se analizaron diferentes opciones de estos sistemas teniendo en cuenta los requerimientos técnicos y las ventajas y desventajas de cada uno. También, se hizo una revisión de la normativa colombiana encargada de regular el sector de agua y saneamiento básico y en particular el diseño y ejecución de proyectos de alcantarillados no convencionales.

Se hizo una evaluación de la eficiencia de empresas de servicios públicos de Colombia que cuentan con estaciones de bombeo en sus sistemas de alcantarillado con el fin de establecer su calificación en el manejo y operación de estos sistemas. Dicha evaluación se realizó con base en los elementos de evaluación establecidos por la Superintendencia de Servicios Públicos Domiciliarios (SSPD) de Colombia. Para esto, se revisaron 31 Evaluaciones Integrales de Prestadores de Servicios, entre los años 2013 y 2016. De estos, 14 resultaron relevantes destacándose 7 indicadores

de evaluación: eficiencia en el recaudo; estaciones fuera de operación y/o abandonadas; sistema alterno de energía; sistema de suplencia hidráulica; suministro de información de M&O; vulnerabilidad por cortes de energía; deudas por servicio de energía eléctrica.

Las encuestas fueron aplicadas con el fin de obtener información sobre principales problemáticas, debilidades, dificultades y mecanismos de falla que afectan a las estaciones de bombeo y sobre alternativas encaminadas a hacerle frente a dichas problemáticas. Se plantearon 11 interrogantes y se solicitó a los encuestados que los respondieran a través de la aplicación de formularios de Google. Las respuestas a estas encuestas fueron revisadas, sistematizadas, procesadas y contrastadas entre ellas para garantizar un análisis idóneo de la información recolectada.

Con base en los resultados encontrados a través del desarrollo de la metodología mencionada, se buscó información sobre mecanismos que aporten de manera pertinente en la solución o mitigación de las problemáticas asociadas con la implementación de las estaciones de bombeo de aguas residuales. Como parte de este punto, se realizó un análisis de factibilidad de generación fotovoltaica de energía para alimentar sistemas de bombeo en sistemas de alcantarillado con base en el trabajo de Li et al. (2017), García (2016) y otros. Finalmente, se realizan propuestas de solución y/o mitigación de las problemáticas mencionadas con base en los resultados de esta investigación.

RESULTADOS

Mediante esta investigación fue posible construir un estado del arte de aspectos para tener en cuenta al momento de evaluar la viabilidad y sostenibilidad del uso de sistemas de bombeo en los sistemas de alcantarillado en ciudades pequeñas de Colombia.

Contextualización de problemática asociada con implementación de EBARs en Colombia

Por un lado, se encontraron evidencias fotográficas que permiten contextualizar la magnitud de las problemáticas que pueden llegar a causar las fallas en los sistemas de bombeo de aguas residuales en Colombia. Por ejemplo, en la Figura 1 se muestra la afectación causada por un error humano en la operación del sistema de bombeo del deprimido de la calle 94 de Bogotá D.C. El encendido del sistema de bombeo de esta estructura aún funcionaba manualmente el día 14 de mayo de 2017 cuando se presentó un fuerte aguacero. Según la directora del Instituto de Desarrollo Urbano (IDU) de Bogotá, el operario encargado de la operación de la planta eléctrica sufrió una calamidad doméstica y abandonó su puesto sin encender el sistema ni dar aviso de la situación (Isaza, 2017).



Figura 1.- Inundación del deprimido vial de la calle 94, Bogotá, Colombia. Tomado de: El Tiempo (2017).

Sistemas de alcantarillado no convencional como alternativas a implementación de EBARs

Por otro lado, se realizó un recuento de características relevantes de sistemas de alcantarillado no convencional para establecer las ventajas y desventajas asociadas con la implementación de estos sistemas. Los sistemas relevantes para esta investigación fueron: alcantarillados simplificados, alcantarillados de diámetro pequeño y alcantarillados condominales. También se presenta un examen de lo establecido por el Reglamento de Agua y Saneamiento Básico de Colombia para este tipo de sistemas. Todo esto con el fin de establecer la factibilidad de estos sistemas en Colombia.

Sistema de alcantarillado sanitario simplificado: Destinado a recolectar y transportar aguas residuales utilizando redes de escasa profundidad que parten de las instalaciones sanitarias del lote y que son diñadas bajo criterios minimización de materiales y simplificación de criterios constructivos (OPS, 2005). El diseño de estos sistemas se realiza con base en los mismos criterios hidráulicos de los sistemas convencionales, pero se simplifican y relajan restricciones como diámetros mínimos, profundidades de excavación, especificaciones de cámaras de inspección y criterio de autolimpieza. En la Tabla 1 se resumen las simplificaciones más importantes que se hacen para el diseño de estos sistemas.

Tabla 1.- Especificaciones técnicas en Sistemas de Alcantarillado Simplificado. Adoptado de OPS (2005).

Criterio de diseño	Especificación
Profundidad de excavación	Se reduce la profundidad de excavación y los recubrimientos mínimos para los colectores (0.65 metros como mínimo).
Localización de colectores	Se proyectan por veredas, jardines o calzadas peatonales, apartado de zonas de alto tráfico vehicular para proteger las tuberías de choques y daños mecánicos.
Pozos y cajas de inspección	Los elementos de inspección del sistema convencional se reemplazan por dispositivos simplificados para la inspección como terminales de limpieza y cajas de paso.
Diámetros	El diámetro mínimo especificado es 150 mm, pero excepcionalmente se podrían emplear colectores con 100 mm de diámetro.

Esta alternativa ha sido implementada ampliamente en Brasil (OPS, 2005) y ha demostrado disminuir considerablemente los costos de los sistemas de alcantarillado. Se recomienda la aplicación de este sistema para poblaciones con densidad poblacional mayor a 150 hab/ha y consumo de agua superiores a 60 l/hab/día.

Sistema de alcantarillado de diámetro pequeño: Sistema dedicado a recolectar y transportar aguas residuales domésticas previamente clarificadas a través de una serie de tanques interceptores dispuestos entre la conexión domiciliaria de las viviendas y la red de alcantarillado. Debido a esta configuración, la red de drenaje de aguas residuales resulta conformada por tramos de tubería de diámetro pequeño.

Tabla 2.- Ventajas y desventajas de los sistemas de alcantarillado de diámetro pequeño, respecto a lossistemas convencionales. Adoptado de OPS (2005).

Ventajas	Desventajas
Menor cantidad de agua para transporte de pequeña cantidad de solidos provenientes del tanque séptico	Necesidad de evacuación y disposición periódica de sólidos de cada tanque interceptor.
Reducción costos de excavación, debido a que no es necesario considerar el criterio de autolimpieza.	La experiencia de implementación del sistema es limitada y variada.
Reducción de costos de materiales, ya que los caudales de diseño son menores y por lo tanto se necesitan diámetros menores.	No puede manejar agua residual de tipo comercial con alto contenido de arenisca, sólidos sedimentables y/o grasas.
Menor requerimiento de tratamiento final gracias al tratamiento en serie logrado en la red de alcantarillado.	Olores asociados con sulfuro de hidrógeno del efluente del tanque séptico o ventilación inadecuada en viviendas.

Los sistemas de alcantarillado de diámetro pequeño se adaptan mejor a pequeñas comunidades, zonas periféricas, poblados costeros, etc. Este sistema se ha aplicado en zonas con baja densidad demográfica y grandes terrenos con bajos coeficientes de infiltración (OPS, 2005). Además, se menciona que este sistema es apropiado para comunidades con un bajo consumo de agua, menores a 30 l/hab/día.

Sistema de alcantarillado sanitario condominial: Sistema destinado a la recolección y transporte de agua residual utilizando el ramal condominial como unidad básica de conexión. Se basa en el concepto de suministro del servicio a la unidad condominial, la cual está conformada por un conjunto de viviendas. El agua residual es recolectada y transportada a través de una única tubería de diámetro pequeño que recoge el agua de todas las viviendas de la unidad condominial. En este sentido, este sistema se asemeja a la recolección de aguas en una edificación a través de una bajante. Este sistema también se basa en el concepto de relaciones estrechas entre el usuario y prestador del servicio de alcantarillado. Estas relaciones se hacen inevitables en búsqueda de la eficiente expansión y adaptación del sistema a las necesidades particulares de cada zona. Ambos conceptos son explicados por Melo (2005), quien además describe varios casos de éxito en la implementación de este sistema en tres ciudades de Brasil: Brasilia, Salvador Bahía, Parauapebas. A continuación, se presenta un resumen de las ventajas de ejecutar este sistema condominial en vez de un sistema convencional:

 Tabla 3.- Ventajas y desventajas de los sistemas de alcantarillado condominial, respecto a los sistemas convencionales. Adoptado de OPS (2006).

Ventajas	Desventajas
Menores costos de inversión inicial, debido a la menor extensión de las redes, menores diámetros de tuberías y reducción del número de elementos de inspección.	La instalación de los ramales puede generar conflicto con redes de otros servicios públicos (telefonía, gas, agua potable, etc.)
Mayor facilidad de operación, ya que existe independencia entre ramales y redes.	Las tuberías se encuentran más expuestas a rotura por sobrecarga.
Menores costos de operación y mantenimiento gracias a la utilización de equipos más sencillos para este propósito.	Requiere constante atención para evitar taponamientos del sistema.
Promueve una mejor utilización del sistema de alcantarillado, debido al involucramiento de los usuarios en el proceso de construcción, operación y mantenimiento.	Se requiere mayor participación de usuarios para el correcto desempeño del sistema.

Al igual que el sistema de alcantarillado simplificado, se recomienda que el sistema condominial se implemente en zonas con alta densidad poblacional y alto consumo de agua (superior a 60 l/hab/día).

Revisión de normativa colombiana referente a sistemas de alcantarillado no convencional

En Colombia, hasta el año 2017, la regulación técnica de los proyectos del sector agua y saneamiento básico se realizó mediante la Resolución 1096 del 17 de Noviembre de 2000, conocido como el RAS 2000. Este documento dictaminaba los criterios y parámetros de diseño de los proyectos del mencionado sector. En cuanto a los sistemas de alcantarillado, en particular los sistemas de alcantarillado no convencional, esta resolución se pronuncia estableciendo algunos parámetros de diseño. A continuación, se muestra un resumen de las especificaciones técnicas de esta normativa respecto a los sistemas de alcantarillado no convencional mencionados en el punto anterior:

Sistema de alcantarillado sanitario simplificado: En su artículo 27, el RAS 2000 especifica que se debe cumplir una velocidad real mínima de 0.4 m/s o la correspondiente a un esfuerzo cortante mínimo de 1.0 N/m^2 (0.1 Kg/m^2). Respecto a este sistema el RAS 2000 no menciona nada más de manera particular. Esto quiere decir que en cuanto a las demás restricciones aplican las mismas de los sistemas convencionales.

Sistema de alcantarillado de diámetro pequeño: El RAS 2000, se refiere a estos sistemas con el nombre de "Alcantarillados con Flujo Decantado" o "Alcantarillado Sin Arrastre de Sólidos". En su artículo 27, se especifica para estos sistemas no hay un criterio de autolimpieza por cumplir. En cuanto al número de estructuras de inspección en el artículo 141 se especifica que estas pueden encontrarse cada 200 m. También se establece, en el parágrafo del artículo 126, que los diámetros

mínimos de sistemas de alcantarillado de diámetro pequeño debe ser 200 mm o 150 mm, siempre y cuando exista una justificación detallada por parte del diseñador.

Sistema de alcantarillado condominial: Para estos sistemas, solo se encuentra la misma especificación de un diámetro mínimo que se menciona para los sistemas de alcantarillado de diámetro pequeño, es decir que los diámetros de las tuberías de drenaje no pueden ser menores a 200 mm o 150 mm siempre que se dé una justificación detallada por parte del diseñador.

Por otro lado, en 2010, el Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio (MVCT) de Colombia publicó una serie de guías de diseño para el sector de agua y saneamiento básico. En estas guías se fijan los criterios básicos y las buenas prácticas de ingeniería que todas las etapas de los proyectos del sector de agua y saneamiento básico deben reunir para la prestación de servicios de calidad. Lo especificado en estas guías no es de obligatorio cumplimiento; sin embargo, es relevante tener en consideración lo que estas presentan respectos a los sistemas de alcantarillado no convencional. A continuación, se presenta un resumen de los requerimientos de diseño de los sistemas de alcantarillado no convencional estudiados en esta investigación:

 Tabla 4.- Parámetros de diseño para los tres tipos de alcantarillado no convencional, según el título J del RAS (2010).

PARÁMETRO		ALCANTA SIMPLIF	RILLADO TICADO	ALCANTARILLADO CONDOMINIAL	ALCANTARILLADO SIN ARRASTRE DE SÓLIDOS	
	Mala alda d	Mínima	0.40 -0.50 m/s		0,45 m/s	0.20 m/s
	velocidad	Máxima	4.5 - 5.	.0 m/s	5.0 m/s	-
	Fuerza de tra	acción mínima	0,15 kg/m2	2 ó 1.5 Pa	1.0 Pa	
		Ramal	100 mm (4")	150 mm (6")	100 mm (4")	100 mm (4")
	Diámetro mínimo	Conexiones domiciliarias	75 mm (3")	100 mm (4")	100 mm (4")	100 mm (4")
	Pendiente		$S = \frac{\tau}{\gamma R}$		Igual a la del terreno siempre y cuando se cumpla con la auto limpieza	0.1 %
		Mínimo	20%		•	-
	y/D	Máximo	85%		85%	-
	Profundidad de la tubería		0,60 m Zonas ve y calles pe	erdes/ andenes eatonales	0.30 m Lotes residenciales 0.60 m ramales externosbajo las aceras públicas	0.25 m
			1,00 m Bajo pavimento		0.85 m Red principal que se instale bajo la calzada pública	

Finalmente, se emitió la Resolución 0330 del 08 de Junio de 2017, la cual derogó la Resolución 1096 del 2000 y por lo tanto es la que actualmente constituye el Reglamento Técnico para el sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS. A continuación, se muestra el resumen de los requerimientos técnicos para el diseño de los sistemas de alcantarillado no convencional considerados en esta investigación.

Tabla 5.- Parámetros de diseño para los tres tipos de alcantarillado no convencional, según el RAS (2017).

PARÁMETRO		ALCANTARILLADO SIMPLIFICADO	ALCANTARILLADO CONDOMINIAL	ALCANTARILLADO SIN ARRASTRE DE SÓLIDOS
Trazado		Aceras o zonas verdes (minimizando longitudes).	Por la acera dentro de los lotes privados	
Velocidad	Mínima	0.40 m/s	N/D	N/D
	Máxima	5.0 m/s	5.0 m/s	-
Fuerza de tracción mínima		N/D	1.0 Pa	-
Diámetro mínimo	Ramal	145 mm	145 mm	95 mm
	Conexiones domiciliarias	75 mm (3")	N/D	95 mm
Pendiente		N/D	N/D	N/D
y/D	Máxima	80%	80%	-
Profundida d mínima de la tubería	Zonas verdes/ andenes y calles peatonales	0.60 m	0.30 m Lotes residenciales 0.60 m ramales externosbajo las aceras públicas	N/D
	Bajo pavimento	1.00 m		-
Cámaras o registros de		Cada 120 m	Cada 25 m	-

Evaluación de EPS que implementan EBARs

En la Figura 3 se muestran cuáles fueron las entidades prestadoras de servicios públicos contempladas dentro del análisis de eficiencia de ESP que cuentan con estaciones de bombeo de aguas residuales en sus sistemas. Además, en la Figura 3, se presenta la eficiencia en el recaudo de las entidades estudiadas.



Figura 2.- Entidades prestadoras de servicios públicos estudiadas en el análisis de eficiencia de estas entidades en Colombia.



Figura 3.- a) EPS con EBARs vulnerables a cortes de energía; b) EPS con EBARs que cuentan con sistema alterno de suministro de energía; c) EPS que poseen un sistema de suplencia hidráulica para sus EBARs.



Figura 4.- a) EPS con EBARs fuera de operación y/o abandonadas; b) EPS con suministro de información de M&O de sus EBARs; c) EPS que tienen deudas por concepto de suministro de energía eléctrica.
Es importante mencionar que en el diagrama c) de la Figura 4 se hace alusión a empresas que presentan endeudamientos relacionados con el suministro de energía de los sistemas de bombeo de aguas residuales y también de agua cruda y agua potabilizada. Adicionalmente, se encontró que el costo de energía eléctrica asociado con el bombeo de agua potable tiende a superar el costo de consumo energético asociado con el funcionamiento del bombeo de aguas residuales, lo cual puede explicarse teniendo en cuenta que el caudal bombeado de agua potable también tiende a ser mayor que el caudal bombeado de aguas residuales. Para evidenciar lo mencionado, se muestra a continuación los costos del consumo energético asociados con el bombeo del agua potable y el agua residual de cinco empresas prestadoras de servicios públicos:



Figura 5.- Costos de consumo energético diferenciado por bombeo de agua potable y agua residual.

Las empresas EMPUAMAZONAS, AGUAS DEL SINÚ Y UNIAGUAS son aquellas presentan adeudamiento relacionado con el suministro de energía eléctrica. Entonces, se observa que para estas empresas lo que tiene mayor impacto en tal endeudamiento es el costo de la energía necesaria para el bombeo de agua potable.

Resultados de encuesta semiestructurada

La encuesta diseñada consistió en 11 planteamientos con algunas preguntas de opción múltiple y posibilidad de seleccionar varias respuestas como válidas, mientras que otras preguntas eran de única respuesta. Esta encuesta se aplicó a 36 ingenieros y expertos en temas de alcantarillado y bombeo en Colombia. Estos dieron sus respuestas a cada uno de los cuestionamientos planteados. El planteamiento número 1 de la encuesta consistía en: Seleccione cuáles son las principales problemáticas que se pueden presentar en una EBAR. Las opciones que podían seleccionar los encuestados en este primer planteamiento eran: a) problemas de sonido y vibraciones en equipo electromecánico; b) producción de malos olores en un radio de proximidad a la estación; c) fallas en equipo electromecánico por diferentes factores; d) interrupción del bombeo de aguas residuales por cortes de energía eléctrica; e) colapso de la estación por afluencia de aguas residuales no contempladas en el diseño; g) problemas en equipo electromecánico por falta de automatización del sistema; i) continuidad de operación por vandalismo. A continuación, se presentan los resultados encontrados para el planteamiento número 1:



Figura 6.- Resultados del planteamiento 1 de la encuesta: problemáticas en EBARs.

Por su parte, en el último planteamiento de la encuesta se preguntaba: ¿Qué alternativa emplearía para minimizar los problemas asociados con la implementación de EBARs? Las opciones por seleccionar eran: a) optimización del diseño de alcantarillado; b) empleo de alcantarillados no convencionales donde las condiciones de población y topografía lo permitan; c) generación de energía eléctrica in situ (fotovoltaica); d) generación de energía eléctrica in situ (combustibles derivados del petróleo). Los resultados del planteamiento 11 se muestran a continuación:



Figura 7.- Resultados del planteamiento 11 de la encuesta: alternativas para contrarrestar problemáticas en EBARs.

Alternativas de solución

Por último, con base en los resultados encontrados en la presente investigación, se presentan algunas alternativas de solución y/o disminución de las problemáticas asociadas con las estaciones de bombeo de aguas residuales:

Sistemas fotovoltaicos para generación de energía eléctrica: La instalación de estos sistemas para disminuir el riesgo de interrupción de la operación, reducción de costos de operación y aumento de la confiabilidad de los sistemas de bombeo. Al revisar el trabajo de Li et al. (2017) y García (2016) y complementarlo con cálculos adicionales de potencia requerida para el bombeo de caudales de casos de estudio de ciudades pequeñas de Colombia, fue posible determinar el rango de aplicación factible para el suministro de energía con sistemas fotovoltaicos en pequeñas ciudades del país, tal como se muestra a continuación:



Figura 8.- Rango de aplicación de sistemas fotovoltaicos para el bombeo de aguas residuales. Diseño optimizado de redes de drenaje: Duque (2015) desarrolló una metodología para diseñar redes de alcantarillado de manera que se reduzcan significativamente los costos de construcción del sistema. Esta metodología selecciona el trazado de la red mediante programación lineal y luego para ese trazado realizar el diseño hidráulico optimizado. Dado que este proceso se fundamenta en criterios objetivos (minimización de costos y restricciones hidráulicas) es posible generar diseños factibles, de bajo costo y que no incluyan la implementación de estaciones de bombeo de aguas residuales. De esta manera se enfrentan las problemáticas asociadas con la implementación de sistemas de bombeo de aguas residuales desde su raíz, es decir, evitando la utilización de los sistemas de bombeo.

Optimización de operación de sistemas de bombeo: Cuando no sea posible evitar la inclusión de sistemas de bombeo en los alcantarillados diseñados será necesario optimizar el funcionamiento de las bombas en búsqueda de que consuman la menor cantidad de energía posible. Hoy en día, existen varias metodologías heurísticas diseñadas para lograr este objetivo (León-Celi et al. 2017; Guerra et al. 2017; Araújo et al. 2017; Marchi et al. 2016).

Integración paisajística de EBARs: De esta manera se le hace frente a la negativa de la comunidad aledaña de tener una EBAR en las inmediaciones de su domicilio. Un ejemplo de dicha integración paisajística es la que se quiere lograr en Santa Cruz de Tenerife por parte de la empresa EMMASA. La nueva estación de bombeo se ubicará en cercanía al Castillo de San Andrés, el cual constituye un bien de interés cultural. Por esto, EMMASA busca que la estación de bombeo proyectada genere en menor impacto posible en el paisaje de la zona. La estación contará con un sistema de desodorización para evitar olores; un grupo electrógeno que garantice la continuidad de operación en caso de interrupción de suministro eléctrico; tecnologías de telemando para el sistema de bombeo. En la Figura 8 puede verse la integración paisajística proyectada para la estación mencionada.



Figura 9.- Estación de bombeo de aguas residuales de San Andrés, España. Fuente: EMMASA (2017)

CONCLUSIONES

Esta investigación brinda un panorama de las principales problemáticas asociadas con la instalación y operación de estaciones de bombeo de aguas residuales en municipios y ciudades pequeñas, y las principales alternativas de solución para cada una de ellas. Se estudian los sistemas de alcantarillado no convencionales, sus características y ámbitos de aplicación y la evaluación de los costos de operación de las EBARs para determinar el costo aproximado asumido por usuario, y el uso de energías alternativas para la operación de sistemas de bombeo de aguas residuales.

Debido a que los alcantarillados convencionales usualmente son sistemas de saneamiento costosos, especialmente para localidades con baja capacidad económica, en las últimas décadas se han propuesto sistemas de menor costo. Los sistemas de alcantarillado no convencionales han demostrado su factibilidad económica, técnica y social en diferentes proyectos ejecutados en países de américa latina como Brasil, Perú y Bolivia. Estos se constituyen en una alternativa de implementación factible en ciudades pequeñas de Colombia.

Los actores públicos en Colombia identifican como las principales problemáticas asociadas con las estaciones de bombeo de aguas residuales como: la baja calidad en los procesos de operación, la deficiencia en la gestión energética, los altos costos de consumo energético y las problemáticas asociadas con las comunidades.

Las empresas de servicios públicos no recaudan ni proporcionan información a los entes de control sobre el mantenimiento (preventivo o correctivo) de sus estaciones elevadoras y tampoco han demostrado contar con la capacidad técnica para garantizar la periodicidad del mantenimiento.

Además, se observa que los pasivos energéticos no son totalmente por causa de la operación de las EBARs, sino también por el funcionamiento del sistema de bombeo de las redes de agua potable.

Se recomienda evaluar la factibilidad de implementación de sistemas fotovoltaicos como suministro de energía eléctrica a través de las construcción y operación de un modelo físico que permita cuantificar directamente los costos asociados con la instalación eléctrica, la obra civil y la operación de estos sistemas.

También se recomienda que el Ministerios de Vivienda, Ciudad y Territorio y la Superintendencia de Servicios Públicos Domiciliarios de Colombia fortalezcan la recolección de información referente a la calidad de los procesos de operación de sistemas de sistemas de bombeo en alcantarillado en cumplimiento de sus funciones de control de la correcta prestación de los servicios públicos.

Así mismo, se deben buscar mecanismos para promover el manejo eficiente de la energía y reducir costos de operación asociados con los equipos electromecánicos que hagan parte de los sistemas de acueducto y saneamiento básico.

REFERENCIAS

El Tiempo (2017). "Así quedó inundado el deprimido de la 94 tras el fuerte aguacero". Tomado de: http://www.eltiempo.com/bogota/inundacion-del-deprimido-de-la-calle-94-en-bogota-87974.

EMMASA (2017). "Se inician las obras de la nueva estación de bombeo de aguas residuales de San Andrés". Santa Cruz de Tenerife, España.

De Araújo, G., Marques, S., Pimentel, H., & Arnaud S. (2017). "Sistema de Controle Fuzy Neural para Operação Ótima de Redes de Distribuição de Água". *Actas del Seminario Iberoamericano de Redes de Agua y Drenaje (SEREA 2017),* Bogotá, Colombia.

Duque, N. (2015). "Metodología para el diseño optimizado de alcantarillados. Bogotá, Colombia: Universidad de los Andes". Tesis de Maestría.

García, L. F. (2016). "Evaluación de factibilidad de implementar generación distribuida fotovoltaica que permita aumentar la cobertura y confiabilidad de energía en sectores rurales del operador de red". Universidad Nacional de Colombia. Bogotá D.C, Colombia.

Guerra, E., Régis, L., Marques S., Menezes M., & Pimentel H. (2017). "Intelligent system for control of water distribution networks". *Water Science and Technology: Water Supply,* Vol 18, No. 4, Agosto 2018, pp. 1270-1281.

Isaza, M. (2017). Deprimido de la 94 se inundó porque operario tuvo calamidad doméstica. El Colombiano. Tomado de: http://www.elcolombiano.com/colombia/inundacion-del-deprimido-de-la-94-en-bogota-FM6529645.

León-Celi, C., Iglesias-Rey, P., Martínez-Solado, F. J., and Mora-Melia, D. (2017). "Optimización de costes de sistemas de bombeo mediante su regulación a través del uso del concepto de consigna". *Actas del Seminario Iberoamericano de Redes de Agua y Drenaje (SEREA* 2017), Bogotá, Colombia.

Li et al. (2017). "Research and current status of the solar photovoltaic water pumping system – A review". Renewable and Sustainable Energy Reviews, Vol 79, November 2017, pp. 440–458.

Marchi, A., Simpson, A. R., & Lambert, M. F. (2016). "Optimization of pump operation using rule-based controls in EPANET2: new ETTAR Toolkit and correction of energy computation". *Journal of Water REsources Planning and Management*, ASCE, Vol 142, No. 7, Julio 2016, pp

Melo, J. C. (2005). *The experience of condominial water and sewerage systems in Brazil: case studies from Brasilia, Salvador and Parauebas* (English). Water and sanitation program. Washington, DC: World Bank.

IAHR

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

ANÁLISE PRELIMINAR DO ALCANCE DE REMOÇÃO DE SEDIMENTOS POR DESCARREGADORES DE FUNDO EM PEQUENAS BARRAGENS

Aline Saupe Abreu¹, Vinicius Lima de Oliveira², Pietro Gabriel Ramos Cunico², Pedro Luis Bernardi de Camargo, Rute Ferla², Carlos Barreira Martinez³, Luiz Augusto Magalhães Endres², Daniela Guzzon Sanagiotto², Mauricio Dai Prá², Eder Daniel Teixeira², Marcelo Giulian Marques²

¹Universidade Federal de Pelotas (UFPel)-Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos, ²Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS)- Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH), ³ Instituto de Engenharia Mecânica – Universidade Federal de Itajubá (UNIFEI), Brasil, alsaupe@gmail.com, oliveira.vinicius@ufrgs.br, pietro.cunico@ufrgs.br, pedroluisbernardidecamargo@gmail.com, ruteferla@gmail.com, endres@ufrgs.br, dsanagiotto@ufrgs.br, mdaipra@gmail.com, eder.teixeira@ufrgs.br, mmarques@iph.ufrgs.br, cmartinez@unifei.edu.br

RESUMO:

O presente artigo apresenta algumas das análises preliminares desenvolvidas no Laboratório de Obras Hidráulicas (LOH) do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (IPH/UFRGS) visando a compreensão dos mecanismos de funcionamento e remoção de sedimentos através da utilização de descarregadores de fundo em pequenas barragens (com altura inferior a 15 m). Desta forma, foi avaliado, por meio de um modelo físico experimental, o alcance da remoção de sedimentos no reservatório quando acionada a estrutura do descarregador de fundo, bem como, a compreensão desses resultados quando aplicadas as diferentes equações de previsão presentes na literatura. Considerando os resultados obtidos em laboratório definiu-se novos parâmetros adimensionais, de maneira a, generalizar o comportamento do processo de remoção de sedimentos. Os dados obtidos experimentalmente, quando comparados aos resultados dos diferentes autores, apresentaram a mesma concordância, porém pode-se constatar a necessidade de inserção de novos parâmetros adimensionais que considerem a massa específica do material a ser removido e/ou a velocidade do escoamento no interior da descarga de fundo.

ABSTRACT:

The present article composes some of the preliminary analyzes developed in the Laboratory of Hydraulic Constructions (LOH) of the Institute of Hydraulic Research (IPH) of the Federal University of Rio Grande do Sul (UFRGS) aiming the comprehension of the mechanisms of operation and sediment removal through the use of bottom outlet in small dams. In this way, it was evaluated by means of an experimental physical model the range of sediment removal in the reservoir when the bottom outlet structure was activated, as well as the comprehension of these results when applied to the different equations of prevision present in the literature. Considering the results obtained in the laboratory new dimensioless parameteres were defined in order to generalize the behavior of the sediment removal process. The data extracted, when compared to the results of the different authors, presented the same concordance but it is possible to verify the necessity of insertion of new dimensionless parameters that consider the specific mass of the material to be removed and/or flow velocity inside the bottom outlet.

PALAVRAS CHAVES: Remoção de sedimentos, descarregadores de fundo, Pressure flushing, análise experimental, modelo reduzido,

INTRODUÇÃO

Usinas hidrelétricas (UHE's) são importantes fontes de energia no mundo, e no Brasil são responsáveis por cerca de 65% da capacidade de oferta de energia elétrica do país, segundo o Ministério de Minas e Energia, (EPE, 2015). A inserção de barragens ao longo de cursos d'água propiciam a deposição de sedimentos e, consequentemente, o processo gradativo e inerente de assoreamento em seus reservatórios, tornando-se responsável pela redução da capacidade de armazenamento de água e da vida útil desses empreendimentos.

Batuca e Jordaan Jr. (2000) verificaram através de informações e dados de 127 reservatórios onde o processo de assoreamento ocorreu entre o 2º e 74º anos após a construção das barragens, que a redução da capacidade de volume útil pode variar de 0,3% a 100%, tornando-se um dos principais fatores preponderantes aos custos de viabilidade de projeto na construção de UHE's. Regiões do Brasil onde foram construídas usinas hidrelétricas que dispõem de grandes reservatórios, tais como as usinas de Itaipu, Itá, Sobradinho e Tucuruí, demandam maiores períodos para seu total assoreamento. Sendo a perda de sua capacidade de armazenamento estimada em 0,5%/ano avalia-se uma vida útil superior a 1.000 anos, segundo Oliveira et al.(2000).

A remoção dos depósitos de sedimentos pode ser realizada por diferentes maneiras: de forma mecânica por meio de dragagem, altamente oneroso ao operador do sistema, ou por meio de métodos hidráulicos que consistem basicamente na inserção de orifícios denominados de descarregadores de fundo que, incorporados ao paramento de montante da barragem, geralmente na parte inferior do volume útil do reservatório, permitem a retirada de material por meio da capacidade de arraste do escoamento. Com o objetivo de avaliar a eficiência dessas estruturas hidráulicas na fase de projeto, torna-se necessário o conhecimento e a posterior predição do alcance e das dimensões da "fossa" ou "cone" de depressão gerado durante o acionamento dos descarregadores em relação a tomada de água presente nos barramentos de geração de energia ou reservação de água.

Estudos referentes ao dimensionamento dos descarregadores de fundo e ao posicionamento destas estruturas hidraúlicas em relação ao maciço e a tomada de água em reservatórios são extremamente escassos na literatura. Atualmente, são verificados por diferentes autores, Meshkati et al. (2010), Meshkati et al. (2010) apud Emamgholizadeh et al. (2013), Fathi-Moghadam et al. (2010), Emamgholizadeh e FathiMoghadam (2014), dentre outros, a relação da estimativa do alcance de remoção de sedimentos por meio de descarregadores de fundo específicos a modelos, porém a definição de diretrizes de funcinamento referentes a protótipos ainda carece de pesquisas e estudos na área da engenharia/sedimentos.

Desta forma, este artigo visa apresentar os resultados preliminares obtidos a partir de um modelo físico experimental desenvolvido no Laboratório de Obras Hidráulicas (LOH) do Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), em especial, na identificação do alcance da remoção de sedimentos por meio de descarga de fundo instalada no paramento de pequenas barragens (com altura inferior a 15 m) e em reservatório de nível d'água constante. Os resultados apresentados compõem uma das etapas desenvolvidas no projeto de pesquisa intitulado: "Produtos e Processos para Avaliação do Aporte de Sedimentos Visando à Disponibilidade Hídrica em Reservatórios de Geração de Energia", com o apoio da Financiadora de Estudos e Pesquisas (FINEP), UFRGS, IPH/LOH e UFPel.

REFERENCIAL TEÓRICO

Os descarregadores de fundo podem ser operados em condições distintas de acionamento, tendo influência direta na conformação de fundo assumida pelo depósito de sedimentos e nas condições hidráulicas do escoamento a montante da estrutura de remoção. Morris e Fan (1992) e Talebbeydokhti e Naghshineh (2004) apresentam as condições denominadas de *Pressure Flushing* a situações que contemplam a operação da descarga de fundo em condições de uniformidade do

escoamento, sob pressão e sem o rebaixamento do nível de água do reservatório e *Drawdown Flushing* para condições hidráulicas de remoção sedimentos em conjunto com o rebaixamento total nível de água do reservatório. Brandt (2000) define ainda como *Sluicing* o acionamento da descarga de fundo realizada somente em eventos hidrológicos de cheias, ou seja, sem o rebaixamento de montante do reservatório e durante variações de velocidades no escoamento através da estrutura de remoação de sedimentos.

O método hidráulico de funcionamento mais utilizado em barregens com pequenos reserservatórios, segundo Meshkati et al. (2009), é o *Pressure Flushing*, sendo este tipo de acionamento, sob pressão e sem rebaixamento do nível de água estudado por diversos autores no mundo. Meshkati et al. (2010), Meshkati et al. (2010) apud Emangholizadeh et al. (2013), Fathi-Moghadam et al. (2010) e Emangholizadeh e FathiMoghadam (2014), conforme descrito na Tabela 1, apresentam equações para a estimativa do alcance da remoção de sedimentos via descarregadores de fundo, todas desenvolvidas através da análise e predição do comprimento máximo ($L_{smáx}$.) atingido pelo cone de depressão após o acionamento dessas estruturas.

Estudos realizados por Emamgholizadeh et al. (2006) e Emamgholizadeh e Fathi-Moghadam (2014) evidenciam, ainda, as variações do diâmetro do cone de depressão diretamente relacionado com o $L_{smáx.}$ atingido na nova conformação de fundo, com o nível de lâmina de água acima dos sedimentos depositados. Saraiva et al. (2017) também realizou comparações de seus resultados com as equações de estimativa propostas pelos autores citados acima, servindo de subsídio para a análise apresentada neste artigo. Algumas das equações expressas na literatura consideram em suas formulações a massa específica do material a ser removido e a velocidade do fluxo próximo ao descarregador de fundo, não sendo um parâmetro generalizado a todas as relações estabelecidas.

Autor	Equação	Observação
Meshkati et al. (2010)	$\frac{L_{smáx}}{H_w} = 0,031. Fr_{outlet}^{0,104} \cdot \left(\frac{H_{sMeshkati}}{H_w}\right)^{0,733} \cdot \left(\frac{A_D}{H_w^2}\right)^{0,146}$	$\begin{array}{l} Q = 0,15 \ a \ 14 \ L/s \\ H_w = 36,66 \ e \ 96 \ cm \\ D = 1,2,3,3, \\ d_s = 1 \ mm \\ \rho_s = 1800 \ kg/m^3 \\ (silica) \end{array}$
Meshkati et al. (2010) apud Emamgholizadeh et al. (2013)	$\frac{L_{smáx}}{H_{wMeshkati}} = 1,98. \left(\frac{H_{sMeshkati}}{H_{w}}\right)^{0,895} \cdot \left(\frac{u}{(g.H_{w})^{0,5}}\right)^{0,143}$	Características não informadas
Fathi-Moghadam et al. (2010)	$\frac{L_{smáx}}{D} = 8,19. \left(\frac{H_{w}}{H_{s}}\right)^{-0,033} \cdot \left(\frac{u}{\sqrt{g. \left(\frac{\rho_{s} - \rho_{w}}{\rho_{w}}\right). d_{50}}}\right)^{0,10}$	Q = 1 a 8 L/s H _w =52, 90, 1,20 cm D = 1", 2" e 3" H _s = 42cm d ₅₀ = 0,27; 0,42 e 1,2mm ρ_s = 2650 kg/m ³
Emamgholizadeh e FathiMoghadam (2014)	$\frac{L_{smax}}{D} = 0,33. \left(\frac{H_s}{H_w}\right)^{0,40} \cdot \left(\frac{\rho_{wb} - \rho_w}{\rho_w}\right)^{-1,44}$	Q = 1 a 8 L/s H _w = 52, 90, 1,20 cm D = 1", 2" e 3" H _s = 42 cm d _s = 0,007mm ρ_{wb} = 1230 a 1405kg/m ³

Tabela 1: Equações encontradas na literatura para previsão do comprimento máximo de remoção do sedimento ($L_{smáx}$.), conforme SARAIVA et al. (2017).

Onde:

Q: Vazão de saída pela descarga (m³/s); A_D: Área do orifício da descarga de fundo (m²); H_W: Altura da lâmina d'água acima do depósito de sedimentos (m); H_S: Altura do depósito de sedimentos (m); H_{wMeshkati}: H_w $-\frac{D}{2}$; H_{sMeshkati}: H_s $-\frac{D}{2}$; d_s: Diâmetro médio da partícula (m); ρ_s : Massa específica dos sedimentos (kg/m³); ρ_w : Massa específica da água (kg/m³); g: Aceleração da gravidade (m/s²); D: Diâmetro da descarga de fundo (m); u: Velocidade média do escoamento no orifício (m/s); μ : Viscosidade cinemática da água (m²/s); Fr_{outlet} : Número de Froude (adm) a montante de descarga de fundo considerando o parâmetro D e u; Z: Altura de sedimento abaixo da geratriz inferior da descarga de fundo (m); e L_{smax}: Comprimento máximo de remoção do sedimento (m).



Figura 1. -Desenho esquemático das dimensões analisadas. Fonte: Autores (2018).

Na Figura 1 são ilustradas as dimensões analisadas no presente estudo, assim como a localização dos comprimentos máximos ($L_{smáx.}$), relacionados às equações propostas na Tabela 1, que definem o avanço da cava (cone de depressão) em direção a montante do empreendimento. Os estudos desenvolvidos por Emamgholizadeh e Fathi-Moghadam (2014) e Saraiva et al. (2017) confirmam a semelhança da forma da cava à geometria de um semicírculo de raio equivalente ao avanço do cone de depressão ou seja, ao $L_{smáx.}$

Na Figura 2 é apresentado em um desenho esquemático de um cone de depressão formado a partir de uma descarga de fundo com diâmetro "D", instalada no centro do paramento de uma barragem. Inidica-se, também, o comprimento de remoção ($L_{smáx}$) e a distância estabelecida entre pontos de mesma cota em direção as margens (W_{ss}), ou seja, a largura do cone de depressão.



Figura 2. -Desenho esquemático das relações de formato da "fossa" ou "cava" gerada após a remoção de sedimentos, a partir das dimensões $L_{smáx}$. e W_{ss} . Fonte: Autores (2018).

Considerando as principais variáveis que influenciam no processo de remoção de sedimentos através dos descarregadores de fundo, conforme Equação 1 apresentada por Saraiva et al. (2017), foram determinados os alcances máximos de remoção de material de fundo no sentido do escoamento ($L_{smáx}$) por meio do desenvolvimento de adimensionais que melhor representam a formação final do cone de depressão.

$$f(u, \rho_w; g; d_s; \rho_s; H_W; D; v; Z; L_{smax}; H_S) = 0$$
 [1]

Onde:

u: é a velocidade do escoamento (m/s); ρ_w é a massa específica da água (kg/m³); *g* é a aceleração da gravidade (m/s²); d_s é o diâmetro médio do sedimento (m); ρ_s é a massa específica do sedimento (kg/m³); H_W é a carga hidráulica total acima do centro do orifício (m); *D* é o diâmetro do orifício (m); *v* é a velocidade média do escoamento (m/s); *Z* é a cota máxima de sedimentos a partir da geratriz inferior do orifício (m); L_{smax} é o comprimento máximo de remoção do sedimento (m); H_S é a altura máxima do depósito de sedimentos (m).

MATERIAIS E MÉTODOS

Os ensaios foram realizados em um modelo físico experimental com o objetivo de simular as condições hidráulicas de contorno e a dinâmica de remoção de sedimentos via descarregadores de fundo instalados em um paramento de barragem. O modelo físico é composto por um canal metálico de declividade nula, com dimensões de 16 m de comprimento, 2 m de largura e 0,80 m de altura. Neste canal foi implantado um paramento (barragem) de 0,6 m de altura e 2 m de comprimento, onde localizam-se os descarregadores de fundo, conforme Figura 3.



Figura 3. -Desenho esquemático do canal metálico e das estruturas do modelo físico final, a seta vermelha indica a direção do fluxo do escoamento (a); Vista de jusante do modelo e dos descarregadores de fundo incorporados ao paramento da barragem de concreto, (b). Fonte: Autores (2017).

Os descarregadores de fundo foram construídos utilizando-se tubos de P.V.C. nos diâmetros nominais de DN 33, 50, 75 e 100 mm, as vazões de ensaio variaram de 1,0 a 12,6 l/s de acordo com o diâmetro definido. A geratriz inferior do orifício, com relação ao diâmetro nominal de 100 mm, utilizado foi posicionada a uma altura de 0,17 m do fundo do canal, próximo ao centro do paramento da barragem, considerando sua largura total de 2,0 m. O material utilizado como sedimento foram grânulos de borracha processada, que possuem massa específica (ρ_s) de 1080 kg/m³ e diâmetro de partícula médio de aproximadamente 1 mm.

As características dos ensaios realizados no modelo físico experimental dos descarregadores de fundo são apresentadas na Tabela 2. Para as diferentes vazões a altura do depósito de sedimentos (Hs) foi mantida constante em 0,13m de altura.

DN (mm)	Q(l/s)	Hw (m)
33	1,00	0,222
33	1,20	0,290
33	1,40	0,399
50	2,00	0,174
50	2,47	0,235
50	2,90	0,312
50	3,00	0,351
75	5,85	0,247
75	6,00	0,278
75	6,48	0,303
75	6,96	0,345
75	8,30	0,387
100	10,30	*
100	11,10	0,246
100	12,61	0,269
100	13,50	0,274
100	14,00	0,324

Tabela 2: Características dos ensaios realizados no modelo físicoexperimental dos descarregadores de fundo LOH.

*: Erro de leitura

Foram determinados os principais grupos adimensionais que influenciam no processo de remoção de sedimentos, em condições hidráulicas de *Pressure Flushing*, através de descarregadores de fundo, a partir da aplicação do teorema de π 's de *Vaschy-Buckingham*. Os adimensionais foram reagrupados, resultando em novos adimensionais adequados as condições de ensaios realizadas. Considerando os equacionamentos propostos por Meshkati et al. (2010), Meshkati et al. (2010) apud Emamgholizadeh et al. (2013), Fathi-Moghadam et al. (2010) e Emamgholizadeh e Fathi-Moghadam (2014) obteve-se a estimativa dos comprimentos máximos teóricos (L_{smáx}) característicos de cada ensaio realizado em laboratório, referentes aos diâmetros de 33, 50, 75 e 100mm das estruturas hidráulicas de remoção.

Definidos os $L_{smáx}$ teóricos através das equações dispostas pelos diferentes autores foram aplicados os adimensionais $\pi_L e \pi_Z$ aos novos comprimentos extraídos a partir das características hidrodinâmicas do escoamento e das conformações de fundo, em diferentes altitudes e alcances de remoção das fossas formadas.

RESULTADOS

Analisando os resultados obtidos experimentalmente no modelo reduzido foi possível observar que as conformações de fundo assumidas pelos depósitos de sedimentos após o acionamento dos descarregadores de fundo são as mesmas verificadas por Emamgholizadeh et al. (2006), Meshkadi et al. (2016) e Saraiva (2017), sendo o parâmetro de forma da "fossa" ou "cava" um fator independente das diferenças gerais do tipo de material, da altura de lâmina d'água ou mesmo da geometria dos descarregadores de fundo entre estes autores, conforme Figura 4.



Figura 4. -Foto das conformações de fundo geradas pelos descarregadores de fundo nos DN's de 33mm (a) e 100mm(b), respectivamente. Fonte: LOH/UFRGS (2018).

As relações entre as dimensões de largura da fossa (W_{ss}) e os comprimentos do alcance de remoção máximos ($L_{smáx.}$) expressam, de fato, semelhanças geométricas entre si, apresentando somente alterações dimensionais de seus avanços quando alterados os diâmetros das descargas de fundo, em condições de funcionamento de *Pressure Flushing*. Independentemente das vazões de ensaio e dos diâmetros dos descarregadores de fundo utilizados, a forma do cone de depressão se estabelece como um semi-circulo, influenciado pela altura de lâmina de água acima da geratriz inferior do descarregador de fundo (Hw).

Desta forma, considerando as principais variáveis que representam o fenômeno de remoção de sedimentos (equação 1) para os dados adquiridos no experimento, foram desenvolvidos adimensionais que buscassem generalizar o comportamento da conformação de fundo obtendo assim, os parâmetros adimensionais expressos na Equação 2 e na Equação 3.

$$\pi_L = \left(L_{smáx} / D \right) \times Fr_d^A$$
[2]

$$\pi_Z = (Z/D) \times Fr_d^{\ B}$$
^[3]

Onde:

 L_{smax} é o comprimento máximo de remoção do sedimento (m); *D* é o diâmetro do orifício (m); Fr_d é o número de Froude (adm) a montante de descarga de fundo considerando o parâmetro D; *Z* é a cota máxima de sedimentos a partir da geratriz inferior do orifício (m); *A* e *B* são parâmetros de ajuste dos adimensioanis propostos (adm).

Estes adimensionais consideram as características do cone de remoção, tais como, cota de sedimentos (Z), comprimento máximo do alcance de remoação ($L_{smáx.}$) e os diâmetros dos descaregadores de fundo (D) e o Número de Froude na entrada do descarregador. As correlações foram definidas através da estimativa de seus respectivos coeficientes de ajuste, "A"e "B", nos valores de 0,5 e -0,5, para os eixos "x" e "y", Figura 5.



Figura 5. Adimensionais obtidos para os resultados extraídos na simulação físico experimental do modelo reduzido dos descarregadores de fundo, nos diâmetros de 33, 50, 75 e 100mm. Fonte: Autores (2018).



Figura 6. Resultados adimensionalizados obtidos dos ensaios realizados em laboratório (LOH) e das equações disponíveis em literatura. Fonte: Autores (2018).

Analisando os dados obtidos dos ensaios realizados em laboratório e os dados de $L_{smáx}$. extraídos das equações disponibilizadas em literatura percebe-se uma proximidade entre o comportamento das séries de dados teóricos gerados e os adimensionais desenvolvidos neste estudo, conforme Figura 6.

Os resultados de maior similaridade foram os obtidos por Emamgholizadeh e Fathi-Moghadam (2014). Possivelmente, isto pode ser justificado pela proximidade das massas específicas dos materiais utilizados pelo autor (ρ_{wb} = 1,230 a 1,405 kg/m³) em relação ao peso específico do material usado nos ensaios deste estudo (ρ_s = 1,080 kg/m³). Outro aspecto relevante foram as diferenças entre as relações de altura de lâmina d'água (H_W) e altura do depósito de sedimentos (H_S) serem muito superiores as relações de H_S/H_W obtidas na campanha de ensaios no modelo reduzido instalado no LOH.

O comportamento apresentado na verificação das adimensionalizações estabelecidas para os $L_{smáx}$ definidos por Meshkati et al. (2010) apud Emamgholizadeh et al. (2013) e Fathi-Moghadam (2010) foram próximos aos definidos nos ensaios realizados em laboratório. Ambas as formulações baseiam-se nos diâmetros das descargas de fundo e, indiretamente, na velocidade do escoamento.

Meshkati et al. (2010) apud Emamgholizadeh et al. (2013) não apresentaram em sua definição as características referentes ao material ou a estrutura utilizada nas simulações que originaram as informações de seu equacionamento, porém as estimativas geradas de Lsmáx. detinham maior correlação do que os resultados obtidos por Meshkati et al. (2010). Este apresentou semelhanças entre as faixas de diâmetro dos descarregadores e as vazões de ensaio, de 0,14 a 14,0 l/s, das quais foram definidas a previsão do alcance máximo de remoção de sedimentos, próximo aos estabelecidos na campanha de ensaios realizada no LOH.

Durante as verificações dos novos adimensionais para os dados considerados a partir de Emamgholizadeh e Fathi-Moghadam (2014) e Meshkati et al. (2010) pode-se observar que as relações de cota e diâmetro (Z/D) não representam um fator condicionante para a determinação do comprimento máximo do alcance de remoção do material depositado junto as estruturas das barragem e seus reservatórios. Outro aspecto relevante foram as diferenças encontradas na verificação das adimensionalizações estabelecidas por Fathi-Moghadam et al. (2010) e Meshkati et al. (2010), uma vez que ambas, mesmo considerando em suas formulações relações de massa específica, utilizaram em seus ensaios materiais de densidades distintas, de 2,65 e 1,80 (g/cm³), respectivamente.

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Durante a verificação das estimativas dos $L_{smáx}$ extraídos pelas equações de Meshkati et al. (2010), Meshkati et al. (2010) apud Emamgholizadeh et al. (2013), Fathi-Moghadam et al. (2010) e Emamgholizadeh e Fathi-Moghadam (2014) observou-se a necessidade da inserção de novos parâmetros adimensionais ao estudo, uma vez que a massa específica seria uma das possíveis justificativas das diferenças encontradas entre as séries de dados experimentais e as estimadas através de literatura, principalmente quando comparados aos resultados obtidos em Meshkati et al. (2010).

A determinação da similaridade observada na geometria da cava do depósito de sedimentos tornou-se um dos resultados importantes deste estudo uma vez que norteará novas pesquisas para a determinação da largura máxima a ser atingida pela fossa formada, servindo assim de subsídio para o aperfeiçoamento de novos parâmetros que generalizem ambas as dimensões L_{smax} e W_{ss} .

Os adimensionais previstos, conforme Equação 2 e Equação 3, expressam boas correlações entre os parâmetros utilizados por diferentes autores, sendo o diâmetro das estruturas dos descarregadores de fundo e as condições do escoamento (estas representadas através do Número de Froude acrescentado em ambos os adimensionais) importantes parâmetros a serem utilizados na representação do processo de formação do cone de remoção de sedimentos junto aos descarregadores de fundo. Evidencia-se, porém, a necessidade da inserção de parâmetros que avaliem as características dos sedimentos, tais como granulometria e peso específico do material.

As diferenças expressas entre o comportamento dos adimensionais desenvolvidos neste estudo e os resultados encontrados a partir da estimativa de alcance da remoção de sedimentos propostos por outros autores evidenciam a necessidade de inserção e ajuste de novos parâmetros adimensionais, baseados principalmente nas relações de massa específica e altura de lâmina d'água, além da aplicabilidade em casos reais para sua efetiva validação.

Além disso, recomendam-se novos estudos para adequação dos coeficientes de ajuste "A" e "B", conforme sejam acrescentados informações de novos ensaios ou mesmo novos parâmetros

adimensionais que considerem a inserção das características dos materiais utilizados como sedimentos de fundo, informação relevante principalmente para a generalização entre modelos e protótipos.

Vale salientar a importância da continuidade dos estudos em laboratório por meio da realização de ensaios com materias de diferentes pesos específicos, assim como propostas de novos posicionamentos e geometrias de estruturas que ampliem a área de influência da remoção de sedimentos pelos descarregadores de fundo, de maneira a aumentar a eficiência do processo de desassoreamento em distintas condições de campo e em diferentes reservatórios utilizados para a geração de energia.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem às instituições e empresas que contribuíram com apoio financeiro parcial para realização da pesquisa relacionada ao presente artigo, sendo elas a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES/Brasil), o Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq/Brasil), a Financiadora de Estudos e Projetos (FINEP/Brasil), a Eletrobras/Furnas, , a Fundação de Apoio Universitário (FAU/UFPel), a Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado do Rio Grande do Sul (FAPERGS/Brasil), a UFRGS e ao IPH/UFRGS e ao Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos da Universidade Federal de Pelotas

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Batuca D.G., Jordaan J.M.Jr. (2000) "Silting and desilting of reservoirs". CRC Press

Brandt, S. A. (2000) "Reservoir desiltation by means of hydraulic flushing". [S.l.]: [s.n.].

Emangholizadeh S., Bina M., Fathi-Moghadam M., Ghomeyshi M. (2006). "Investigation and Evaluation of the Pressure Flushing Through Storage Reservoir". ARPN. Journal of Engineering and Applied Sciences 1(4), pp. 7-16.

Emangholizadeh S., Fathi-Moghadam M. (2014) *"Pressure Flushing of Cohesive Sediment in Large Dam Reservoirs"*. ASCE. Journal of Hydrologic Engineering 19(4), pp. 674-681.

Emamgholizadeh S., Bateni S.M, Jeng D.S. (2013). "*Artificial intelligence-based estimation of flushing half-cone geometry*". Engineering Applications of Artificial Intelligence, n. 26, pp.2551-2558.

Fathi-Moghadam M. et al. (2010) *"Physical modelling of pressure flushing for desilting of non-cohesive sediment"*. Journal of Hydraulic Research, v. 48, n. 4, pp.509-514.

Madadi M.R., Rahimpour M., Qaderi K. (2016). "Sediment flushing upstream of large orifices: An experimental study, in Flow Measurement and Instrumentation". 52, pp.180–189.

Mahmood, K. (1987). "Reservoir sedimentation: impact, extent, and mitigation". [S.l.]: [s.n.].

MME, M. De M. E E. (2015). "Balanço energético nacional". [S.l.]: [s.n.].

Meshkati M.E., Dehghani A. A., Naser G., Emangholizadeh S., Mosaedi A. (2009). "Evolution of Developing Flushing Cone during the Pressurized Flushing in Reservoir Storage". World Academy of Science, Engineering and Technology, International Scholarly and Scientific Research & Innovation, Vol.3, No 10, pp.355–359.

Morris, G. L. Fan J. (1998) "Reservoir Sedimentation Handbook. [S.l.]: [s.n.].

Saraiva L.S., Abreu A.S., Silveira D.S., Desessards F.P., Ferla R., Dai Prá, M., Teixeira E.D., Endres L.A.M., Marques M.G., (2017). "Previsão do Alcance da Remoção de Sedimentos por Descarregadores de Fundo de Pequenas Barragens". 13° Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Portuguesa, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Porto, Portugal.

Talebbeydokhti N., Naghshineh A. (2004). *"Flushing Sediment Through Reservoirs"*. Iranian Journal of Science & Technology, Dept. of Civil Engineering, Shiraz University, Shiraz, I. R. of Iran. Transaction B, 28(B1), pp. 119-136.

AIIH

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SETIEMBRE DE 2018

DESENVOLVIMENTO DE UMA BANCADA DE TESTES PARA AFERIÇÃO DE PARÂMETROS DE LABIRINTO HIDRÁULICO DE TURBINAS DO TIPO FRANCIS

Ana Letícia Pilz de Castro¹; Rodrigo Otávio Perrea Serrano², Mila Correa Sampaio³, Stenio Augusto Coelho⁴, Maria Aparecida Pinto⁵, Carlos Barreira Martinez⁶

¹Professora do Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Brasil. ²Professor, Universidade Federal do Acre, Brasil. ³Doutara em Engenharia Mecânica pela Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil.

⁴Graduando em Engenharia Mecânica, Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil.

⁵Professora do Departamento de Engenharia Metalúrgica, Universidade Federal de Ouro Preto, Brasil. ⁶Professor, Universidade Federal de Itajubá, Brasil.

analeticiapilz@gmail.com; ropereas@gmail.com; milacsampaio@gmail.com; stenio-augusto@hotmail.com; mariap06@gmail.com; martinez@cce.ufmg.br

RESUMO:

A geração de energia elétrica no Brasil é fortemente dependente da hidroeletricidade. As turbinas hidráulicas são máquinas responsáveis em transformar a maior parte da energia do escoamento contínuo da água que a atravessa a usina hidrelétrica em trabalho mecânico. Os principais componentes das turbinas do tipo Francis são: o rotor, o distribuidor e a caixa espiral, e é no rotor onde estão localizados os anéis de desgaste superior e inferior, e entre os anéis de desgaste os labirintos inferior e superior. Contudo, a fuga de fluido que ocorre nos labirintos das turbinas hidráulicas um dos responsáveis pelas perdas de geração de energia elétrica, vislumbrou-se a necessidade de se desenvolver um aparato que permita simular um labirinto de uma turbina Francis, afim de obter parâmetros que poderão auxiliar na tomada de decisões de projetos nesse segmento.

ABSTRACT:

The generation of electricity in Brazil is strongly dependent on hydroelectricity. Hydraulic turbines are machines that are responsible for transforming most of the energy from the continuous flow of water through the hydroelectric plant into mechanical work. The main components of the Francis type turbines are: the rotor, the distributor and the spiral box, and it is in the rotor where the upper and lower wear rings are located, and between the wear rings the lower and upper labyrinths. The fluid leakage which occurs in the labyrinths of the hydraulic turbines can be one of the responsible for the losses of electricity generation. Given this fact, it was necessary to develop an apparatus to simulate a labyrinth of a Francis turbine, in order to obtain parameters that could aid in the decision making of projects in this segment.

PALAVRAS CHAVES: usinas hidrelétricas; labirintos hidráulicos; aferição de parâmetros; bancada de testes em laboratório.

INTRODUÇÃO

Diversas são as formas de geração de energia elétrica, e, a matriz energética brasileira possui como maior fonte de geração a energia hidráulica, que no ano de 2014 representou 65,2% de toda energia elétrica produzida no Brasil (ANEEL, 2015).

As usinas hidrelétricas são construções que visam aproveitar o potencial hidráulico de um rio, isso significa que a energia cinética ou potencial das águas que se concentra nos aproveitamentos hidrelétricos é transformada em energia mecânica e, finalmente, em energia elétrica (SCHEREIBER, 1977).

Uma usina hidrelétrica é composta, basicamente, por barragem, sistema de captação e adução de água, casa de força e vertedouro, que funcionam em conjunto e de maneira integrada (SOUZA et al.,1983).

As turbinas hidráulicas, que pertencem ao conjunto de elementos da casa de força, são máquinas que possuem a finalidade de transformar a energia do escoamento contínuo da água, que flui pelos seus condutos, em trabalho mecânico, exceto pelas perdas associadas ao sistema (SOUZA et al., 1983).

Dentre, os principais componentes das turbinas do tipo Francis tem-se: o rotor, o distribuidor e a caixa espiral. E, sendo o rotor é a parte rotativa da turbina constituído por: cubo, pás, coroa, anéis de desgaste superior e inferior e, entre os anéis de desgaste os labirintos inferior e superior (Figura 1) (PFLEIDER & PETERMAN, 1972; KIMURA, 2005), precisam ser devidamente estudados dado os diversos acoplamentos exatos que devem haver entre as partes rotativas e partes estáticas.



Figura 1.- Labirinto de uma turbina Francis e seus detalhes

Os labirintos são os interstícios formados pelos pares de anéis de desgaste fixo e móvel que estão posicionados de modo que tenham à função de vedação sem contato, fazendo com que os anéis tenham a menor distância entre a parte rotativa e fixa do rotor da turbina, resultando, assim, em uma pequena vazão (KIMURA, 2005), essa condição resulta em um aumento das forças tangenciais (GUINZBURG et al., 1993) que podem influenciar no modo de vibrar do sistema e até mesmo causar instabilidade (GLATTFELDER, et al., 1981).

Entre as várias funções dos labirintos, destaca-se a de evitar a fuga do fluido ou de fazer com que ela seja muito pequena o que gera consequentemente o maior aproveitamento da energia disponível (BRAN & SOUZA, 1984; MANCINTYRE, 1983; KIRK E GAO, 2013).

A largura de um labirinto varia de 0,5mm a 2mm, e faz com que o escoamento da água que ali passa tenha valores de velocidade elevados, que podem causar erosões nas paredes em função do material abrasivo que são deslocados juntamente com a água (PFLEIDER & PETERMANN, 1972; MANCINTYRE, 1983). A complexidade construtiva dos mesmos aumenta com o a elevação do valor da queda disponível (MANCINTYRE, 1983).

Assim, a elaboração dos projetos levam a uma série de incertezas acerca da definição dos parâmetros envolvidos como velocidade, vazão, perda de carga e perfil do labirinto. Dessa maneira, se insere o desenvolvimento de um aparato que permita simular diferentes condições de

construção de um labirinto, possibilitando a obtenção desses parâmetros em escala de laboratório que posteriormente poderá ser utilizada em projetos de novas turbinas.

DESENVOLVIMENTO DO APARATO

O aparato desenvolvido é composto por um cilindro de aço carbono ASTM A 36 externo munido de um rotor prismático cilíndrico interno (Figura 2 e 3), um reservatório, uma bomba centrífuga multiestágios e um inversor de frequência para controle da pressão e da rotação no aparato, afim de proporcionar diferentes pressões e trabalhos específicos no labirinto. O aparato permitirá aferição de parâmetros hidráulicos do labirinto, como vazão, velocidade do escoamento e perda de carga.



Figura 2.- Projeto do aparato para validação da equação, com a estrutura suporte.



Figura 3.- (a) Detalhes do projeto do aparato, Elaboração própria. (b) Representação de um labirinto liso, Adaptado de Kimura, 2005.

Para a construção do aparato foi necessário estabelecer algumas medidas. Na Tabela 1, pode-se observar os valores adotados.

Variával	Sigla	Dimensão	
variavei	Sigia	(m)	
Raio "A"	r_a	0,150	
Raio "B"	r_b	0,100	
Espessura "A"	δ_a	0,002	
Espessura "B"	δ_b	0,002	
Comprimento "A"	La	0,100	
Comprimento "B"	Lb	0,050	
Rugosidade	3	0,000045	

Tabela 1.- Medidas pré - estabelecidas para o projeto do aparato

As velocidades rotacionais para a determinação da perda de carga e das demais variáveis, utilizadas nos testes ficarão estabelecidas entre 0 rpm e 1800 rpm. E, com base nestas premissas, foi possível obter o *layout* e construir o aparato conforme pode ser observado na Figura 4.



Figura ¡Error! No hay texto con el estilo especificado en el documento..- Detalhes do aparato construído.

CONCLUSÃO

Com finalização da montagem da bancada de teste apresentada, tem sido possível a obtenção dos parâmetros hidráulicos do modelo. Esses resultados tem sido similares aos encontrados na literatura e servem de base para projetos futuros em labirintos do tipo liso. O aparato poderá ainda ser adaptado para outros modelos de labirintos e dessa forma promovendo o know-how no projeto turbinas com variados labirintos.

REFERÊNCIAS

AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA (ANEEL), (2015). Anuário Estatístico de Energia Elétrica / Agência Nacional de Energia Elétrica.– Brasília: Aneel, 232 p.

Bran,R.;Souza, Z (1984). *Máquinas de Fluxo: Turbinas – Bombas – Ventiladores*. 2. Ed. Rio de Janeiro: LTC, 262 p.

Glatterfelder, A.H.; Grein, H.; Dorgler, P.K, (1981). "Intense system vibration in hidro plants". *International Water Power and Dam Construction*, Vol.33, No.3. Sidcup, Kent, UK,

Guinzburg, A.; Brennen, C.E.; Acosta, A.J.; Caughey, T.K., (1993). "The Effect of Intel Swirl on the Rotodynamic Shroud Forces em a Centrifugal Pump". *Journal of Engineering for Gas Turbines as Power Transactions* Vol. 115, No. 2, pp. 287-292, Asme, New York, NY, USA,

Kimura, N., (2005). "Modelagem do comportamento térmico dos anéis de desgaste de uma turbina Francis operando em compensador síncrono." Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Paraná, Programa de Pós Graduação em Engenharia Mecânica, Curitiba, PR.

Kirk, G.; Gao, R., (2013). "CFD Study on Stepped and Drum Balance Labyrinth Seal". *Tribology Trasactions*, Vol. 66, pp. 663-671.

Macintyre, A.J., (1983). *Máquinas Motrizes Hidráulicas*. Rio de Janeiro: Editora Guanabara Dois S.A., 665 p.

Pfleider, C & Petermann, H., (1972). Máquinas de fluxo, 4ª ed. Rio de Janeiro.

Schreiber, G.P., (1977). Usinas Hidrelétricas. São Paulo: Edgard Blucher, 238 p.

Souza, Z.; Fuchs, R.D.; Santos, A.H.M., (1983). *Centrais Hidro e Termoelétricas*. Ed. Edgard Blucher Ltda. São Paulo.

AGRADECIMENTOS

Os autores manifestam seus agradecimentos à ANEEL, à CEMIG, à ELETROBRAS-FURNAS, a FAPEMIG ao CNPq, CAPES, à Fundação Gorceix, à UFOP pelo suporte financeiro para a realização desse trabalho.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

ESTUDIO CON MODELIZACIÓN FÍSICA DEL ALIVIADERO DE LA PRESA DE ROSITAS (BOLIVIA)

Juan José Rebollo^a, David López^a, Luis Balairón^a, Juan Ortas^b, Carlos Granell^c

^a Laboratorio de Hidráulica del Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX, España, ^b EPTISA Servicios de Ingeniería, España, ^c Jesús Granell Ingenieros Consultores, España, juan.j.rebollo@cedex.es, david.lopez@cedex.es, luis.balairón@cedex.es, jortas@eptisa.com, cgn@jgicsa.com

RESUMEN:

El objetivo de este artículo es presentar los trabajos realizados en materia de modelización física de las principales estructuras hidráulicas de la presa de Rositas, ubicada sobre el curso del río Grande (Cuenca del Amazonas), a su paso por el departamento de Santa Cruz (Bolivia). Los dos órganos de desagüe principales en los que se ha centrado el estudio han sido el aliviadero de superficie y la estructura de evacuación de caudales turbinados de la central hidroeléctrica. Ambas estructuras han sido reproducidas y analizadas en un modelo físico a escala 1/100, construido en el Laboratorio de Hidráulica del Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX bajo las indicaciones de la empresa EPTISA Ingenieros Consultores, encargada de la dirección del proyecto. La definición en detalle de la presa ha sido realizada por el estudios y analizar de manera global todos los órganos de la presa, se han utilizado herramientas de simulación numérica 2D con la aplicación del modelo Iber. El artículo también incluye las principales conclusiones sobre el comportamiento del flujo y los fenómenos de erosión obtenidas durante la fase de experimentación.

ABSTRACT:

This article follows to present all the activities involved on the physical modelling project of the Rositas Dam, located over Grande River (Amazonas Basin) in Santa Cruz Department (Bolivia). The spillway and turbines building are the hydraulic elements where the analysis has been focused. Both structures have been reproduced and analyzed in a 1/100 scale physical model, built with a project of EPTISA Ingenieros Consultores in the Hydraulic Laboratory of the Hydrographical Studies Centre (CEDEX). The project has been designed by Jesús Granell Ingenieros Consultores (GRANELL). The analysis is complemented with numerical 2D tolls (Iber model), taking a global view of every aspect. Finally, this article includes too the main conclusions about the flow behavior and erosion phenomena obtained during the experimentation process.

PALABRAS CLAVES: Rositas, aliviadero, modelo físico

INTRODUCCIÓN

La presa de Rositas (Bolivia) estará ubicada sobre el curso del río Grande, afluente de la cuenca del Amazonas, a su paso por el departamento de Santa Cruz. El emplazamiento de la cerrada para la construcción de la presa se encuentra a 180 km al este de Sucre y a 115 km al suroeste de Santa Cruz de la Sierra (figura 1). La cerrada donde se ubicará la presa presenta un relieve abrupto, con laderas de fuertes pendientes a ambos lados del cauce. El lecho del río está formado por material aluvial de diámetro variable con alto contenido arenoso y baja cohesión. Por debajo de estos espesores de suelos se encuentran margas y rocas sedimentarias que constituyen la cimentación de la presa.



Figura 1.- Localización de la presa de Rositas y las ciudades de Santa Cruz de la Sierra y Sucre

La central hidroeléctrica de Rositas, promovida por la Empresa Nacional de Electricidad de Bolivia (ENDE), se ubica en el río Grande y constituye uno de los proyectos hidroeléctricos más grandes de Bolivia (400 MW de potencia instalada y unos 2.000 GWh/año de producción). El proyecto tiene como objeto la provisión energética, además de ampliar y mejorar las garantías de abastecimiento y riegos de la zona. Para alcanzar este nivel de explotación, el embalse contará con una capacidad aproximada de 19.000 hm³ y una superficie inundada algo inferior a 39.000 ha. El Nivel Máximo Normal (NMN) asociado a este volumen de servicio (19.094,51 hm³) llegará hasta la cota 595 msnm, con lo que la presa contará con un nivel de la lámina de agua sobre el cauce de unos 155 m. Los niveles de las avenidas para periodos de retorno de 1.000 y 10.000 años alcanzarán las cotas 597,57 y 600,04 msnm respectivamente, mientras que la Avenida PMF incrementará la lámina del embalse hasta una altura de 600,27 msnm. Este último escenario supondría un volumen embalsado superior a 21.000 hm³ y una superficie inundada de 41.500 ha aproximadamente.

En cuanto al diseño, se trata de una presa de materiales sueltos con núcleo impermeable de arcilla y aliviadero de superficie en la margen lateral izquierda. La sección tipo es trapezoidal con simetría en ambos taludes y pendiente de 1V:2H a cada lado del eje. La coronación de la presa se ha fijado a la cota 605 msnm, dando lugar a una altura máxima sobre el lecho fluvial de 165 m. El eje de definición de la planta es recto con un desarrollo total de coronación de 523 m. La embocadura del aliviadero está constituida por nueve vanos regulados por compuertas tipo Taintor de 10,5 m de anchura y 11 m de altura. Cada una de ellas se apoya sobre el umbral del labio fijo, que se ha fijado a la cota 584 msnm mediante un perfil Bradley para una lámina de diseño de 14 m. El comienzo de la rápida de descarga de cada canal presenta tramos de pendiente moderada para la generación de flujos con números de Froude bajos. Este efecto permite adoptar cierta convergencia entre los cajeros y reducir costes con el estrechamiento posterior de los canales. El segundo tramo de la rápida se caracteriza por secciones constantes y pendientes más elevadas que dan lugar a flujos con mayor velocidad, propiciando la incorporación de un cuenco de resalto que permita reducir energía en el trayecto final. El cuenco se configura como un vaso rectangular para la recepción conjunta del

caudal procedente de los tres canales y cuenta con varias líneas de dientes sobre la solera horizontal a la cota 428 msnm.

La central de turbinas está proyectada en una zona adyacente al vertedero, al pie del talud aguas abajo de la presa. La casa de máquinas estará ubicada sobre la cota 471 msnm y contará con cuatro unidades de generación (turbinas Francis de eje vertical) asociadas a un caudal de diseño de 110 m³/s cada una y una potencia instalada total de 600 MW. Los ejes de los generadores se encuentran a la cota 441,27 msnm y la salida de flujo se lleva a cabo a través de cuatro conductos de salida con sección abocinada que confluyen en un cuenco con base a la cota 430 msnm.

El desagüe de fondo está proyectado en la margen derecha del cauce, a través de un túnel de conexión de 17 m de diámetro. Es paralelo a una conducción similar a la izquierda y ambos constituyen el desvío inicial del río durante la construcción de la presa. A parte de su condición propia como desagüe alternativo, se tiene previsto utilizar este túnel para abastecer de manera constante las demandas de riego de una superfície de 165.000 ha en una zona ubicada aguas abajo de la presa. En cuanto a la geometría, la embocadura arranca con una plataforma de excavación a la cota 494 msnm y continúa hasta la cámara subterránea que aloja las compuertas de regulación. Tras este punto de control, el flujo discurre en lámina libre a través del túnel con pendiente de 0,6% hasta la salida del desagüe a la cota 448,5 msnm, donde los caudales se restituyen al cauce original. La figura 2 muestra una imagen del proyecto en conjunto.



Figura 2.- Planta del conjunto de estructuras de la presa de Rositas

Todas las salidas de los órganos de desagüe de la presa (aliviadero, central de turbinas y desagüe de fondo) evacuarán los correspondientes caudales al entorno del río Grande. El cauce comprendido entre el pie de la presa y la salida del desagüe de fondo se va a nivelar a la cota 440 msnm y se cubrirá con material de escollera homogénea con un diámetro medio de 60 cm.

ESTUDIOS PREVIOS

Previamente al proyecto y a la construcción del modelo, se han realizado una serie de estudios preliminares en los que se ha analizado la definición geométrica del proyecto original y los elementos hidrodinámicos más significativos. En primer lugar, se realizó un análisis hidráulico bidimensional del flujo de aproximación al aliviadero para diseñar la zona de alimentación del modelo físico, cuya correcta definición permite reproducir con precisión todos los escenarios que se contemplan para las diferentes avenidas y operaciones de los órganos de desagüe. Para alcanzar un buen diseño de la alimentación que permita simular de manera adecuada la entrada de caudales desde el embalse a la embocadura del aliviadero, se ha realizado un análisis bidimensional del flujo en la zona adyacente a la presa y el vertedero. En el caso de la presa de Rositas, la orografía de la

cerrada donde se ubica la presa es bastante abrupta y puede afectar al flujo de aproximación, por lo que se ha utilizado un modelo numérico bidimensional (Iber) para determinar el campo de velocidades y las equipotenciales de superficie. El modelo se ha aplicado para las avenidas de 1.000 años de periodo de retorno (9.287,07 m³/s) y PMF (12.265,21 m³/s), y los resultados obtenidos han permitido definir la alineación de la pantalla de tranquilización en el modelo físico.

El módulo hidrodinámico del Iber resuelve las ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad bidimensionales (Ecuaciones de Saint Venant 2D). En este caso, aunque el flujo no se desarrolla en aguas someras en las zonas con mayor profundidad del terreno, los resultados en el área cercana a la embocadura y la presa sí que cuentan con las condiciones adecuadas para cumplir las ecuaciones constitutivas del modelo. En cuanto a las condiciones iniciales y de contorno, se ha impuesto un calado inicial a la cota 584 msnm (cresta del vertedero) y 9 vanos de salida en la misma ubicación con anchura y características similares a las definidas en el proyecto. La figura 3 representa los resultados del campo de velocidades para la avenida PMF en la zona de llamada del aliviadero. A partir de la caracterización de las líneas con velocidad similar, se puede definir el área de aproximación y geometrizar las equipotenciales que definirán la pantalla de tranquilización de la alimentación del modelo físico.



Figura 3.- Equipotenciales de la zona de aproximación al vertedero para la Avenida PMF

Al igual que en el caso anterior, la definición en régimen natural del río bajo diferentes avenidas es fundamental para caracterizar la salida del flujo en el modelo físico durante la fase de experimentación. El análisis hidráulico se basa en la información generada con simulaciones con HEC-RAS para diferentes caudales en el río Grande desde la ubicación del cuenco de disipación. La figura 4 indica el punto donde se ha ubicado el control de niveles.



Figura 4.- Ubicación del punto de control dentro de los contornos del modelo

El último punto de los estudios previos se ha centrado en el desagüe de fondo. En este caso, a distancia entre la embocadura del aliviadero, elemento central de este estudio, y la salida del desagüe de fondo en la presa de Rositas es de 1.000 m, por lo que la representación de ambas estructuras dentro de un mismo contorno supone unas dimensiones excesivas. Por otro lado, los caudales asociados a cada órgano son muy diferentes en cuanto a magnitud, siendo el máximo del desagüe de fondo sólo un 10% del caudal superior procedente del aliviadero (Avenida PMF), lo que supone a un flujo de baja entidad dentro del funcionamiento global del sistema y fuera del rango de representatividad en un mismo modelo a escala reducida. Considerando ambos aspectos, se ha realizado un análisis numérico del funcionamiento del desagüe de fondo antes de la construcción del modelo. El propósito es analizar si existen afecciones de los caudales propuestos sobre las estructuras localizadas aguas arriba (cuenco de resalto y salida de las turbinas) y determinar el diámetro mínimo de la escollera para evitar arrastres en la plataforma de salida de la conducción. En este caso también se ha empleado el modelo Iber, cuyo módulo hidrodinámico resuelve las ecuaciones generales de la hidráulica en dominios espaciales parcialmente secos (frente secomojado no estacionario).

Para definir la orografía de la superficie y la malla que sirvan de base a las cuatro simulaciones, se han superpuesto en varias capas la cartografía de la zona de estudio (MDT con celdas de $10x10 \text{ m}^2$), la superficie 3D del aliviadero con los tres canales, la zona de salida del cuenco de resalto nivelada a la cota 440 msnm, la central de turbinas, la salida del desagüe de fondo y la reincorporación de todo el sistema al cauce del río Grande aguas abajo de la presa. La figura 5 muestra la perspectiva de la base cartográfica final del modelo con todos los elementos necesarios para el análisis.



Figura 5.- Perspectiva de la superficie global para el modelo Iber del desagüe de fondo

Considerando la situación más crítica la de máximo caudal, el escenario 4 corresponde a la máxima capacidad del desagüe de fondo ($Q_4 = 1.280 \text{ m}^3/\text{s}$). En esta simulación, el calado medio del cauce alcanza valores entre 9,5 y 10 m hasta la salida del modelo, siendo los máximos resultados de todas las simulaciones previas. La figura 6 reproduce el mapa de calados para el instante final de simulación (20.000 s). Bajo estas condiciones, el cuenco del aliviadero y el de las turbinas de la central quedan totalmente anegados con calados próximos a los 20 m.



Figura 6.- Mapa de calados en el escenario 4

Los resultados del análisis del diámetro crítico en esta simulación (figura 7) muestran que la capacidad de arrastre es mayor en la rampa de salida y alcanza un diámetro de 4,5 m. Este efecto deberá ser considerado durante la construcción de la presa, ya que requerirá un mayor refuerzo en la base y los contornos de la plataforma.



Figura 7.- Mapa de distribución de diámetro crítico en el escenario 4

MODIFICACIONES PREVIAS A LA GEOMETRÍA FINAL DEL MODELO FÍSICO

Previamente a la definición final de la solución inicial y la construcción del modelo físico, se incluyeron dos modificaciones que tienen como objeto optimizar el comportamiento hidráulico de la estructura y eliminar unidades de construcción sin reducir la eficacia del funcionamiento. La modificación nº 1 consiste en la no ejecución del desmonte de la ladera ubicada frente a la entrada del aliviadero. Durante la elaboración del proyecto inicial, considerando los posibles problemas en la entrada del flujo por las características de la orografía, se proyectó ampliar la zona de llamada. Tras analizar los resultados del análisis bidimensional del flujo de aproximación, donde el MDT

que se ha utilizado ha sido el original sin desmonte, se observa que las líneas de corriente llegan a alcanzar una orientación ortogonal a la entrada para todos los caudales de ensayo. El segundo cambio propuesto se ha centrado en el cuenco de resalto del aliviadero, con la eliminación de los dientes dispuestos en varias líneas paralelas a lo largo el eje. El objeto de esta modificación es analizar el comportamiento del resalto hidráulico bajo todos los caudales en ausencia de los dientes y determinar, en el caso que sea necesario su introducción posterior en el cuenco, el número preciso para optimizar el rendimiento.

DESCRIPCIÓN DEL MODELO FÍSICO E INSTRUMENTACIÓN

Considerando las dimensiones de la obra, los caudales de ensayo y la experiencia de este laboratorio en otros estudios análogos se ha adoptado como escala geométrica más adecuada λ = 1/100. En el caso del caudal procedente de las turbinas, el valor de Re en la salida de la central y el cuenco no supera el valor de 40.000, por lo que el comportamiento del flujo en esta zona de entrada al modelo sólo muestra un resultado cualitativo fuera del rango de semejanza. El análisis cambia cuando pasa a continuación sobre el lecho móvil de la plataforma de salida de la central, que cuenta con un diámetro de árido de 0,6 m en prototipo y ha sido reproducido a escala en el modelo físico. Para reducir los efectos de escala por viscosidad es fundamental alcanzar un flujo turbulento totalmente desarrollado, por lo que al trabajar sobre superficies con baja rugosidad como el hormigón es necesario superar números de Revnolds elevados. Esta situación permite alcanzar un régimen turbulento totalmente desarrollado en el modelo y asegura la semejanza. Cuando el análisis se desarrolla sobre lecho móvil y diámetros grandes de escollera, la rugosidad aumenta notablemente y genera un flujo turbulento rugoso. De acuerdo con la experiencia de este laboratorio, bajo estas condiciones es posible establecer el límite de Re a valores superiores a 8.000 para asegurar la semejanza en términos de referencia y desde un punto de vista hidrodinámico. Para el caudal de referencia de la central sobre lecho móvil, el número de Reynolds en el modelo alcanza un valor de 15.804, por lo que supera ampliamente el valor de referencia para estas condiciones.

El modelo físico se ha construido en la nave de ensayos del Laboratorio de Hidráulica del Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX. En él se reproduce el aliviadero de superficie con tres canales de diferente pendiente, la zona de alimentación, el cuenco de resalto y el tramo del cauce aguas abajo necesario para estudiar la restitución de los caudales. También se ha reproducido en el modelo físico la salida de las turbinas de la central hidroeléctrica y su zona de influencia, que cuentan con cuatro válvulas de control para simular todas las combinaciones de caudales y su interacción con el flujo procedente del aliviadero (figura 8).



Figura 8.- Representación en modelo físico del área de alimentación del aliviadero y la salida de las turbinas

Las figuras 9 y 10 muestran respectivamente el tramo del cauce del río Grande reproducido con lecho móvil (diámetro de 6 mm) que recoge los caudales procedentes del aliviadero y la central de turbinas y una perspectiva general del conjunto del modelo construido en el laboratorio.



Figura 9.- Vista lateral del cuenco de resalto y cauce de reincorporación



Figura 10.- Perspectiva general del modelo físico

EXPERIMENTACIÓN

Este apartado muestra los resultados obtenidos durante la fase de experimentación bajo los caudales más representativos. En primer lugar, el comportamiento general del flujo en la entrada del aliviadero y a lo largo de la rápida es correcto para todos los escenarios, en los cuales no se observa ningún efecto negativo por la no ejecución del desmonte frente a la entrada del aliviadero (modificación nº 1). Para la Avenida de T = 1.000 años y PMF, que representan los caudales de diseño, no se aprecia ningún fenómeno que altere el flujo de llamada o afecte al correcto funcionamiento del vertedero y los tres canales de descarga.



Figura 11.- Comportamiento del flujo en la zona de entrada y en la rápida para la Avenida PMF

La figura 12 muestra la comparativa entre la curva de capacidad teórica y la obtenida durante el proceso de experimentación en modelo físico. La curva experimental se mantiene en todo momento por debajo de la teórica definida en proyecto. Esto indica una mayor capacidad de desagüe que la esperada, mejorando la seguridad de la estructura y las condiciones de flujo en la entrada del aliviadero.



Figura 12.- Comparativa de las curvas de capacidad teórica y experimental para la solución inicial

Otra fase importante del análisis ha sido el estudio del cuenco de disipación. En este sentido, desde un punto de vista global, el comportamiento del resalto hidráulico en el modelo físico es adecuado y queda confinado dentro de la geometría del cuenco durante todos los ensayos. Los caudales menores que los de los escenarios de referencia generan un resalto que se atenúa a lo largo del eje del cuenco y propicia una salida tranquila del flujo a la protección de escollera. A partir de la Avenida de T = 1.000 años (9.287,07 m³/s), aparece por primera vez una pequeña inundación de la plataforma superior sobre el cajero lateral izquierdo, ubicada a la cota 470 msnm, por sobrelevación en el último tramo del cuenco. Se trata de vertidos parciales que se producen durante la transición al calado conjugado, que aumenta la turbulencia en este punto antes de salir a la plataforma con lecho móvil, y retornan por gravedad sobre las paredes del muro (figura 13).



Figura 13.- Comportamiento del resalto en el cuenco para la avenida de T = 1.000 años

En el caso del resalto para las avenidas de T = 10.000 años y PMF, sigue manteniéndose en los límites del cuenco y con una reincorporación al cauce sin alteraciones en ambos escenarios. Al igual que en la Avenida de T = 1.000 años, se produce una inundación de la plataforma superior del cajero izquierdo, que en estos casos es permanente y con continuos rebases procedentes de la turbulencia del cuenco (figura 14). Este efecto requiere especial atención en lo referente a la impermeabilización de la solera y el talud posterior, que debe estar garantizada para asegurar la estabilidad del muro. La longitud del resalto sigue limitada por el azud de salida, con mayor propagación sobre el cauce hasta el talud derecho.



Figura 14.- Comportamiento del resalto en el cuenco para la avenida de T = 1.000 años

La salida de la central en ambas situaciones sigue inalterada. El nivel de agua en esta zona es superior en relación al incremento de caudal y la sección de control aguas abajo, pero no muestra fluctuaciones que afecten al caudal de salida de turbinas (figura 15).



Figura 15.- Vista superior del resalto en el cuenco y la salida de la central para la Avenida PMF

La última fase del análisis experimental se centró en el estudio hidráulico del flujo de salida de la central de turbinas. El objetivo fue analizar el caudal de la central durante el funcionamiento de las turbinas y la influencia recíproca entre este flujo y el procedente del aliviadero, con valores de descarga mucho mayores. Se dispusieron dos franjas con árido de color rojo en la zona de salida para registrar si existen efectos erosivos del caudal turbinado o material de remonte generado por el funcionamiento del aliviadero. Para analizar todos los posibles efectos, se propusieron cuatro combinaciones de caudales que engloban todos los escenarios representativos de funcionamiento individual y conjunto, siendo el más restrictivo el de funcionamiento conjunto de la central (440

 m^3/s) con la Avenida PMF por el aliviadero (12.265,21 m^3/s). Esta combinación genera un calado mayor en la salida de la central con respecto a los escenarios previos pero que no impide el desagüe total del flujo turbinado. También se aprecia cómo se genera una zona en forma de cuña entre la central y el cuenco donde se desarrolla un flujo remansado e independiente de la turbulencia del resalto hidráulico (figura 16). Durante los ensayos no se han observado movimiento de partículas en la zona de salida de la central.



Figura 16.- Funcionamiento conjunto de la central y el cuenco de resalto para ambos caudales

ESTUDIO Y DEFINICIÓN DE LA EROSIÓN EN EL CAUCE

Otro objetivo del proyecto ha sido evaluar la erosión del cauce y caracterizar la deformación del lecho frente a caudales representativos, tanto de manera cualitativa como cuantitativa. Teniendo en cuenta la granulometría del lecho de la zona de estudio, se ha colocado en el modelo físico un lecho móvil con partículas de 6 mm de diámetro, equivalente a 60 cm de prototipo, y se ha analizado el comportamiento con la avenida de 10.000 años de periodo de retorno en el aliviadero.

Para registrar la erosión del cauce se ha utilizado un perfilómetro laser que se desplaza sobre un pórtico nivelado y que permite escanear el lecho tras el escenario, tomando datos cada 1,2 cm y con una precisión de décimas de milímetro (figura 17). Se han tomado 20 perfiles transversales a lo largo del eje que abarcan toda la salida del cuenco y donde se prevé mayores movimientos. También se ha fijado un tiempo de ensayo de 15 minutos para cada avenida, periodo suficiente para estabilizar el transporte de sedimentos y asegurar la máxima erosión.



Figura 17.- Funcionamiento del perfilómetro laser y localización de perfiles en la zona de salida del cuenco

Los resultados obtenidos a partir de los perfiles se han interpolado con el programa ArcGIS para definir las curvas de nivel del nuevo lecho una vez estabilizado. La erosión para la Avenida de T = 10.000 años genera zonas localizadas de transporte en la zona inmediatamente posterior a la salida del cuenco. Los movimientos del lecho se adaptan a la alineación del azud de salida, que también influye para limitar las dimensiones de la poza estabilizada. A medida que los perfiles avanzan aguas abajo, aparece la zona más afectada con una poza de mayores dimensiones que alcanza una profundidad de 3 metros hasta la cota 437 msnm. También se aprecia en esta imagen

que la erosión es mayor en la margen izquierda que limita con el lecho fijo, donde aparecen arrastres hasta la cota 445 msnm durante los primeros metros del río (figura 18).



Figura 18.- Resultados de la batimetría en el modelo físico para la Avenida de T = 10.000 años

En cuanto a la margen derecha del cauce, durante el primer tramo analizado se produce una fuerte deposición de material generado por la erosión previa sobre el contorno lateral del cauce que alcanza la cota 443 msnm. Tras esta sedimentación, aparece un cambio de perfil con una fosa de 80 m de longitud y 3 m de profundidad paralela al pie de talud, que coincide con la sección transversal de máxima afección (figura 19).



Figura 18.- Resultados de la batimetría en el modelo físico para la Avenida de T = 10.000 años

REFERENCIAS

US Army Corps of Engineers (1977). *Hydraulic design criteria*. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, USA.

Bureau of Reclamations. US Department of Interior (1960). *Design of small dams*. Water resource technical publication, Third edition (1987). USA

Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas CEDEX (2016). *Modelo Iber 2.0. Manual de usuario.* Monografía CEDEX M-128, Ministerio de Fomento. España

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

DESARROLLO DE UNA METODOLOGÍA APLICABLE A AMÉRICA LATINA PARA EL LEVANTAMIENTO DE CATASTRO DE REDES DE ALCANTARILLADO

¹Gabriela Hernández, ²María Guzmán y ³Juan Saldarriaga

^{1,2}Investigador, Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados (CIACUA), Universidad de Los Andes ³Profesor Titular, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de Los Andes ¹mg.hernandezd@uniandes.edu.co, ²mp.guzmant@uniandes.edu.co, ³jsaldarr@uniandes.edu.co

RESUMEN:

En América Latina, los sistemas de alcantarillado encargados de recolectar, transportar y tratar las aguas lluvias y servidas de los centros urbanos, generalmente no cuentan con catastros de sus redes. Por esta razón, al desarrollar proyectos de factibilidad, diseño y construcción de este tipo de sistemas, las entidades contratantes invierten gran cantidad de sus recursos en actualizarlos. El presente trabajo muestra la metodología para la elaboración de un catastro de redes, tomando dos casos de estudios en el departamento de Cundinamarca, Colombia. La metodología propuesta se basa en: i) Recolección de planos record de construcción de sistemas de alcantarillado de la zona; ii) Implementación de las nuevas tecnologías para el levantamiento de catastro de los elementos visibles de la red de alcantarillado; iii) Inspección de los elementos internos del sistema; y iv) Procesamiento de la información de levantamiento de catastros. Los resultados muestran que sí es posible estandarizar un proceso de catastro de alcantarillados aplicable a cualquier población de América Latina con el fin de crear un mismo lenguaje de convenciones y recolección de información que faciliten la actualización de los mismos. Además, esta metodología garantiza un producto completo sobre las características del sistema ya sean físicas o hidráulicas, en un tiempo menor y con menores costos con respecto a las metodologías convencionales que hoy en día se aplica en la implementación de este tipo de provectos.

ABSTRACT:

In Latin America, sewerage systems in charge of collecting, transporting and treating rainwater and urban water supply, generally do not have a network registry. For this reason, when developing feasibility, design and construction projects for this type of system, the contracting entities invest a large amount of their resources in updating them. The present work shows the methodology for the elaboration of a registry of networks, taking three cases of studies in the department of Cundinamarca, Colombia. The proposed methodology is based on: i) Collection of record plans for the construction of sewerage systems in the area; ii) Implementation of new technologies for surveying the visible elements of the sewerage network; iii) Inspection of the internal elements of the system; and iv) Processing of the cadastre survey information. The results show that it is possible to standardize a sewer cadastre process applicable to any population in Latin America in order to create the same language of conventions and information collection that facilitates their updating. In addition, this methodology guarantees a complete product on the characteristics of the system, whether physical or hydraulic, in a shorter time and with lower costs compared to conventional methodologies that are currently applied in the implementation of this type of project.

PALABRAS CLAVES: Levantamiento de catastros; alcantarillado; tecnologías modernas.

INTRODUCCIÓN

Los sistemas de alcantarillado son los encargados de recolectar, transportar y tratar las aguas lluvias y servidas de los centros urbanos (Pérez Carmona, 2013). En muchas ocasiones, al desarrollar proyectos de factibilidad, diseño y construcción de este tipo de sistemas, las entidades contratantes invierten gran cantidad de sus recursos en actualizar los catastros de las redes (incluye estado, topología y características constructivas de la red de alcantarillado), debido a que no existe un sistema de información consolidado que sea regido bajo la misma nomenclatura, ejecución y formato de resultados.

Aunque las empresas de agua potable y alcantarillado de las poblaciones deben tener un inventario actualizado de todas las redes existentes en su área de jurisdicción, para controlar completamente todo tipo de trabajo que involucre la integración de dichas redes a los nuevos proyectos, con el fin evitar mayores gastos y extra tiempos en la ejecución de los mismos, la mayoría no dispone de la infraestructura para crear un departamento encargado de la logística del levantamiento de catastro de redes. Por ello, una alternativa innovadora, económica y práctica para realizar el catastro de redes, es implementar equipos avanzados de alta tecnología; en este estudio se evaluó puntualmente el uso de drones y sensores in situ. Específicamente, se probó el algoritmo de secuencias planteados en el sector Chicó Norte de Bogotá y en el municipio de Tenjo, Cundinamarca.

El objeto de este trabajo es generar un algoritmo que plantea una metodología adecuada para la elaboración de catastros de redes. Es importante que las empresas dedicadas al abastecimiento de agua y alcantarillado de cada región tengan la capacidad de elaborar sus propios catastros de redes de alcantarillado, siguiendo una secuencia de procesos estandarizados y consecutivos que garanticen desarrollar el mismo producto con una disminución significativa de costos y tiempo, sin necesidad de subcontratar este tipo de proyectos, logrando invertir este tipo de recursos en otros proyectos de crecimiento de bienestar de las sociedades.

METODOLOGÍA

La metodología de este trabajo de investigación se concentra en Colombia y en general en América Latina, debido a que el crecimiento de sus ciudades se ha desarrollado de forma irregular y desordenada, lo que ha ocasionado la desinformación de los activos bajo tierra ya existentes, lo cual impide que la construcción y desarrollo de las ciudades siga un curso normal y se vea truncado y condicionado a retroceder en el proceso, dado que se debe tomar una gran cantidad de tiempo actualizando e inventariando las redes para así dar continuidad al debido proceso. La metodología planteada sigue los pasos enunciados a continuación.

i) Recopilación y análisis de información existente

En esta etapa se recolecta la mayor parte de información existente sobre la zona de estudio para tener mayor certeza sobre los resultados que se desean obtener.

Se solicitan los planos record constructivos en formato digital a la empresa dedicada al abastecimiento de agua y alcantarillado, incluso si existen varias versiones, para obtener la mayor cantidad de antecedentes de catastros de alcantarillado e inventario de activos, de manera que el procesamiento sea completo y exhaustivo. En uno de los casos de estudio de esta investigación, no se contaba con información base, por lo tanto, fue necesario la implementación de las nuevas tecnologías para determinar la información topográfica del polígono de análisis. Para esto, se desarrolla un nuevo algoritmo de secuencias en el cual, el punto crítico radica en la calidad de la información base, lo cual divide los procesos correspondientes a realizar.

ii) Planimetría y altimetría de los elementos visibles de la red de alcantarillado

En un sistema de alcantarillado sanitario, pluvial o combinado es posible realizar la topografía de los mismos por medio del uso e implementación de nuevas tecnologías como los drones, evitando métodos conservadores como fotografías aéreas, topografía convencional, entre otros (Day, 2017). La precisión de dicha tecnología puede llegar a ser hasta de 10 cm por pixel (SenseFly, 2014) y puede optimizar tiempos de toma de imágenes aéreas y costos de inversión.

En esta etapa se determinan las características del sistema en canales cerrados y abiertos. Para canales cerrados se requiere: longitud, diámetro, pendiente y material de las tuberías, coordenadas de pozos de inspección, coordenadas de inicio y fin de cada tramo de tubería. Para canales abiertos se requiere: longitud del canal, su sección transversal, material del canal y estado del sistema.

iii) Inspección de elementos internos del sistema

En zonas donde no se puede utilizar en un 100% las tecnologías modernas, se realiza una inspección de elementos (pozos de inspección y sumideros) por medio de recorrido de campo utilizando formatos que garantizan que la información característica de los activos quede debidamente diligenciada (Cualla, 2004), tal como se presenta en la Figura 1. Para canales cerrados, se destapan las tapas de las alcantarillas y se miden las cotas claves de los colectores que entran y salen; si no es posible, se propone en el algoritmo utilizar robots especializados, los cuales tienen la capacidad de inspeccionar las características internas del sistema como son: diámetros de tuberías, material, distancias, pendientes. Como un producto adicional en el catastro de la red de alcantarillado, estos robots pueden identificar el estado interno del sistema.



Figura 1.- Formato de recolección de datos para catastro de redes de alcantarillado.

Debido a que uno de los objetivos principales de la metodología propuesta es minimizar tiempos, riesgos y costos, se pretende eliminar en un 100% las excavaciones. Con base en este supuesto, si al realizar la planimetría del sistema se encuentra que existe un pozo oculto que no se pudo detectar en la toma de imágenes mediante drones, se recomienda implementar el uso de trazadores para determinar el punto de inicio y fin de cada colector; una vez se identifique que no es posible detectar la posición exacta de un pozo porque se encuentra bajo vías, casas y demás, se plantea el uso de georadares, los cuales suministran información muy aproximada de la profundidad

a la que se encuentran las tapas de los pozos con respecto a la cota del terreno que se ha obtenido anteriormente en el modelo digital de elevación (Ralph Bernstein, 2000).

A su vez existen los robots destinados exclusivamente para la inspección de tuberías, los cuales pueden ingresar por medio de los colectores, hasta encontrar una cámara de inspección que esté oculta (B.B.V.L. Deepack, 2016). Con la proyección del láser identifica las características internas del pozo como son diámetro, material, altura, y estado de la misma (Csaba Ékes, 2011).

En esta etapa finaliza la recolección de información de cada uno de los elementos que componen el sistema, de las características externas e internas de los canales.

iv) Procesamiento de información

Para implementar los Sistemas de Información Geográfico (SIG), es necesario contar con las licencias necesarias que permitieran el procesamiento requerido, para obtener un producto que integrara fotografías aéreas, información obtenida de campo, información base obtenida en las empresas dedicadas al abastecimiento de agua y alcantarillado, y demás. Además, es importante el equipo de oficina que digitalice la información recolectada de la zona de estudio y el acompañamiento de la empresa dedicada al abastecimiento de agua y alcantarillado, principalmente en municipios o ciudades pequeñas que no disponen de información consolidada del catastro de sus redes.

En esta etapa, se obtienen los planos e informes finales del proyecto de levantamiento de catastro, y se realizaron comparaciones entre la información obtenida en campo y la reportada en las empresas de agua potable y alcantarillado. En el caso de estudio que no cuenta con información base, se presenta un informe final con un consolidado de toda la información encontrada.

CASOS DE ESTUDIO

Se seleccionaron dos casos de estudios para probar la metodología en el departamento de Cundinamarca, Colombia. En Bogotá se utilizó un fragmento de la ciudad, el barrio Chicó Norte, mientras que el otro caso utiliza un municipio, Tenjo. Las características de los casos de estudios, se presentan en la Tabla 1.

Se seleccionaron estos dos casos debido a que: i) con el de Bogotá (ocho millones de habitantes) se puede simular la eficiencia y eficacia del algoritmo planteado en una ciudad de gran tamaño, con toda la complejidad que aplica la recolección de información, permisos de vuelo, densidad de población, usos del suelo y demás; ii) y con la aplicación de la metodología en el municipio de Tenjo – Cundinamarca (18 000 habitantes) se analiza que la metodología planteada puede resultar más eficaz dado que el área de estudio es mucho menor y los procesos del algoritmo planteado se simplifican aún más.

 Tabla 1.- Características de los casos de estudio.

BOGOTÁ D.C. – RED CHICÓ NORTE					
Área de estudio	7.38 km ²				
Tipo de alcantarillado	Elemento	Cantidad			
Alcantarillado combinado	Pozos de inspección	2358			
Alcantarillado combinado	Pozos de inspección	447			
Alcantarillado pluvial	Sumideros	3320			

TENJO					
Área de estudio	0.4718 km^2				
Tipo de alcantarillado	Elemento	Cantidad			
Alcantarillado combinado	Pozos de inspección	660			


RESULTADOS

Para los casos de estudio, en la ciudad de Bogotá se dispuso de la información completa, lo que permitió realizar una comparación con la obtenida en campo; y en el municipio de Tenjo, la información encontrada fue incompleta, por tanto, se realizó un levantamiento de catastros de sus redes. A partir de la metodología implementada en los casos de estudio, se plantea la siguiente secuencia de procesos que garantizan que se realice un catastro de alcantarillado adecuado con los lineamientos necesarios para su implementación, cuando se dispone o no de información completa del lugar, presentada en la Figura 2.



Figura 2.- Algoritmo de secuencia para levantamiento de catastro de redes.

Barrio Chicó Norte, Bogotá

Procesamiento de información recopilada

Con las ortofotos de las curvas de nivel cada 1 m obtenidas en el IDECA (Infraestructura de Datos Espaciales para el Distrito Capital – Bogotá, Colombia), se construyó el modelo de elevación digital como se presenta en la Figura 3; luego, con la información digital de las redes (tuberías y canales), pozos y sumideros del alcantarillado pluvial y alcantarillado combinado, suministradas por la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá (EAAB), se realizó una superposición de información como se muestra en la Figura 4.



Figura 3.- Modelo de elevación digital del caso de estudio en la ciudad de Bogotá.



Figura 4.- Modelo digital con la red de alcantarillado pluvial y sumideros en la ciudad de Bogotá.

Respecto a las imágenes satelitales, cabe resaltar que debido a que los permisos de sobrevuelo de los drones bajo la normativa de la Aeronáutica Civil de Colombia son procesos que se deben tramitar con mucha anticipación (UAEAC, 2011), no se utilizó el dron EBEE para tomar fotografías aéreas; además, como se tiene una información con buena precisión de curvas de nivel cada 1 m, las imágenes satelitales fueron suficientes para trabajar la topografía del caso de estudio Bogotá. Sin embargo, teniendo en cuenta los resultados de la investigación, actualmente las empresas consultoras expertas en el tema utilizan este tipo de tecnologías avanzadas en grandes ciudades obteniendo excelentes resultados; por tanto, se utilizó la información suministrada por la EAAB.

Información obtenida en campo

De la mano con un topógrafo de la EAAB y utilizando los formatos realizados que garantizan que la información característica de los activos quede debidamente diligenciada, se realizó el recorrido de campo identificando los pozos de inspección del área de estudio mediante un GPS marca Garmin modelo Montana 600, para conocer su posicionamiento en el eje vertical y horizontal. En esta etapa de campo, se recomienda guardar la información base de localización de activos en los GPS y organizar cuadrillas de trabajo con las rutas estandarizadas para cada uno de los equipos de trabajo, garantizando evitar duplicidad en la recolección de información. Además, se recomienda el uso de tablets para diligenciar los formatos diseñados, dado que cuentan con un sistema operativo similar al de los computadores y se puede crear carpetas por elemento y guardar a su vez fotografías que soporten la información contenida en los mismos.

Comparación entre la información obtenida y la información recolectada

Los tiempos de procesamiento de la información obtenida en campo, se presentaN la Tabla 2 y Tabla 3, donde se puede observar que los tiempos de digitalización por elemento son los mismos; sin embargo, estos varían por la cantidad que existe.

ALCANTARILLADO COMBINADO								
Total pozos	2358							
Tiempo digitalización	20 horas							
Rendimiento	20 horas/persona							
Tiempo por pozo	Aprox. 30 segundos							

Tabla 2.- Características de los tiempos de procesamiento de los pozos de inspección.

ALCANTARILLA	DO COMBINADO	ALCANTARILLADO PLUVIAL				
Total sumideros	447	3320				
Tiempo digitalización	4 horas	28 horas				
Rendimiento	4 horas/persona	28 horas/persona				
Tiempo por sumidero	Aprox. 30 segundos	Aprox. 30 segundos				

A partir de la información recolectada en campo, se realiza una comparación de las cotas obtenidas en el modelo de elevación digital y la cota existente reportada por la empresa de agua potable y alcantarillado, como se presenta a continuación a través de histogramas.







Figura 6.- Histograma de las diferencias de cotas en sumideros del alcantarillado combinado.



Figura 7.- Histograma de las diferencias de cotas en sumideros del alcantarillado pluvial.

Con base en las comparaciones realizadas, se determinaron las condiciones críticas de la información de lo cual se puede decir que:

- Los datos existentes sobre los pozos de inspección en alcantarillados combinados presentan una variación significativa, dado que como se observa existe una diferencia máxima de 33m con respecto a los datos obtenidos del DEM lo cual evidencia que esta diferencia tan grande se puede originar por muchos factores. Entre estos, está la posibilidad de que alguno de los pozos se encuentren enterrados de tal forma que la proyección realizada a las curvas de nivel sólo reflejen la ubicación y la cota terreno de donde están ubicados. Sin embargo la diferencia significativa no es solo con respecto a la cota rasante del pozo sino con la de terreno (información actual de la base de datos de la EAAB) por lo cual es importante realizar la siguiente pregunta ¿Existe información errónea en la base de datos de la EAAB?
- Debido al análisis realizado, aquellos pozos de inspección que presentan mayor diferencia en su información actual con respecto a aquella que fue procesada, son los que se encuentran más cercanos a los cerros orientales (zona dentro del perímetro de análisis que tiene mayor incremento poblacional y desarrollo urbanístico), lo cual puede ser un factor para que existan estas diferencias significativas.
- Al encontrar que la diferencia mínima en la información analizada es nula (0 m), se puede inferir que el Modelo de Elevación procesado tiene una buena precisión y que la implementación de este puede contribuir significativamente en las condiciones actual de los elementos del sistema.
- La diferencia media de los datos obtenidos para los pozos de inspección en alcantarillados combinados es menor a 1 m, lo cual era el propósito inicial de este análisis, dado que indica que la variación entre los datos procesados en la presente metodología con respecto a la base de datos de la EAAB tiene una buena correlación
- Con respecto a los sumideros en alcantarillados combinados, la comparación solo se realizó para cierta cantidad de elementos, ya que los atributos correspondientes a los mismos no se encontraban completos; solo existe información base para cierta cantidad.
- Dada la escasez de información para los sumideros en alcantarillados combinados, solo se realizó el análisis con aquellos que si contaban con una base de datos. De esto se obtuvo que el DEM tiene una precisión muy buena ya que se asemeja considerablemente a la información existente de la EAAB.
- Con respecto a los sumideros en alcantarillado pluvial se presenta la misma situación que en los pozos de inspección en alcantarillados combinados, dado que la diferencia máxima es un valor de 30 m aproximadamente pero la diferencia mínima es casi nula. Lo que indica que se puede presentar la misma distorsión con respecto a la zona cercana a los cerros orientales.
- La diferencia media en la información analizada en los sumideros en alcantarillado pluvial es cercana a 1 m y cumple relativamente con la condición ideal que se estableció al principio de estas comparaciones.

Estas comparaciones se realizaron con el fin de establecer una relación entre la información existente en la base de datos de la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá (EAAB) con respecto a la información procesada y obtenida mediante el desarrollo de la presente metodología, de manera que se pueda comparar la efectividad del DEM con las metodologías convencionales implementadas actualmente para levantamientos topográficos. Para mitigar este tipo de diferencias considerables, se propone ajustar el formato de recolección de la información, incluyendo una casilla que indique claramente la diferencia que existe entre el terreno y la tapa del pozo o superficie de sumidero. Esto con el fin de que el catastro de la red quede completamente acorde con las condiciones reales del sistema.

Tenjo, Cundinamarca

Procesamiento de la información recopilada

En el municipio de Tenjo, la empresa que regula el sistema de alcantarillado es EMSERTENJO, la cual cuenta con una Dirección de Acueducto y Alcantarillado. Esta empresa cuenta con cinco fontaneros los cuales son los encargados de realizar las inspecciones al sistema, atender quejas y reclamos y realizar mantenimiento. Dado que es un municipio pequeño no cuenta con sistemas de información consolidados ni una base de datos organizada de las redes de alcantarillado y sus elementos, por lo cual se recibió un plano con la red de alcantarillado combinado y pozos de inspección que fue utilizado como el plano base del trabajo a realizar.

El municipio de Tenjo no cuenta con imágenes satelitales, por tanto, se implementó el uso de drones tipo EBEE (cuya altura de vuelo es de 100 m y la precisión en la toma de imágenes es de 10 cm por pixel), para obtener ortofotos que permitieran desarrollar el modelo de elevación digital del terreno. En la Figura 8 se presenta una de las ortofotos obtenidas, las cuales fueron útiles para realizar el modelo de elevación digital, como se muestra en la Figura 9. A partir de esta información procesada, fue posible realizar el recorrido de campo para inspeccionar los elementos de la red, y posteriormente, el levantamiento de catastros de redes de alcantarillado de Tenjo.



Figura 8.- Ortofoto obtenido con dron en el municipio de Tenjo, Cundinamarca.



Figura 9.- Modelo digital obtenido con dron en el municipio de Tenjo, Cundinamarca.

Procesamiento de la información obtenida en campo

Debido a que el caso de estudio Tenjo no cuenta con información base completa se realiza un procedimiento que difiere del explicado para el caso de Bogotá. En este municipio se realizó el recorrido de campo identificando los pozos de inspección del área de estudio mediante un GPS marca Garmin modelo Montana 600, para conocer su posicionamiento en el eje vertical y horizontal; posteriormente, utilizando un computador se trazaron los puntos en un plano tipo ArcGis, completando la información de los 660 pozos previamente identificados y consolidando un plano más completo del sistema. De igual manera como se hizo en Bogotá, se realizaron inspecciones internas de la mano con un topógrafo de EMSERTENJO. En este caso de estudio, la información recolectada es utilizada para elaborar el catastro de redes del municipio, debido a que no es posible realizar una comparación alguna porque no existen planos record de la construcción del sistema ni una base de datos de los mismos.

Por la anterior razón, existen fontaneros (con más de 20 años trabajando en EMSERTENJO) que tienen conocimiento empírico completo sobre el funcionamiento del sistema, que incluye, sentidos de flujo, materiales de construcción, problemas de diseño, pozos de inspección ocultos, años de construcción, entre otros. Esto significa que en el momento de establecer una metodología para levantamiento de la red de alcantarillado en municipio que cuenten con estas mismas características antes mencionadas deben contar con un apoyo constante por parte de los trabajadores de la empresa de agua potable y alcantarillado para garantizar cubrimiento total del estudio.

Entrega del levantamiento de catastro de redes

A partir de los resultados obtenidos, se puede afirmar que es importante estandarizar el proceso de recolección de información en campo como las fichas de levantamiento de cámaras de inspección y de los demás elementos, con el fin de no crear distorsión en el proceso de recolección de información.

Al recolectar toda la información necesaria para la elaboración el producto final, para cualquiera que sea el caso de estudio o lugar donde se esté implementando la metodología propuesta en el presente estudio, se debe entregar:

- Formatos donde se recolectó toda la información, debidamente diligenciados e impresos, con sus respectivos soportes como ubicación de sistema coordenado en GPS (caso de estudio Tenjo), fotografías que soporten las características diligenciadas, como material del pozo, material e la tubería, esta del elemento y demás.
- Planos en formato ArcGis debidamente referenciados con el mismo sistema coordenado en todos sus elementos, con archivos tipo .shp para facilitar la implementación sólo de los elementos que se deseen analizar y minimizando el peso de los mismos.

- Aplicar para todo entregable las convenciones estipuladas en el presente proyecto, con el fin de generalizar los términos y que no haya lugar a confusiones futuras con respecto a otros proyectos. Esto es de suma importancia dado que le da una mayor organización a toda la información que se maneja en las ESP, y puede contribuir a que la terminología sea reconocida a nivel regional y nacional.
- Elaborar un informe final sobre catastro de la red de alcantarillado, que incluya cada una de las características del sistema, novedades encontradas, y demás. Lo cual queda como base para futuros trabajos de todo tipo de infraestructura dado que se puede conocer previamente y con exactitud la profundidad, el estado y demás características del sistema para que no se vea afectado por proyectos ajenos que en dado caso pueden causar daños en el sistema.
- El informe final sirve como una base fundamental para proyecciones de expansión del sistema, determinando las futuras capacidades hidráulicas del mismo, y la manera en cómo se integraría con el sistema actual.

CONCLUSIONES

Los resultados muestran que sí es posible estandarizar un proceso de catastro de alcantarillados aplicable a cualquier población de América Latina con el fin de crear una misma metodología de convenciones y recolección de información que faciliten la actualización de los mismos, debido a que hoy en día no existe una metodología de levantamiento de catastro de alcantarillados estandarizada y utilizada ni nacional ni internacionalmente por las empresas ya sea privadas o públicas. Además, esta metodología garantiza un producto completo sobre las características del sistema ya sean físicas o hidráulicas, en un tiempo menor y con menores costos con respecto a las metodologías convencionales que hoy en día se aplica en la implementación de este tipo de proyectos.

La mayoría de procedimientos para el desarrollo de este tipo de proyectos tienen como foco principal las excavaciones y priorizan los trabajos de campo, los cuales son aquellos que tienen mayor probabilidad de accidentes y disminuyen la eficiencia y eficacia del desarrollo de los mismos.

Debido a que las nuevas tecnologías hasta ahora se están implementando en los proyectos realizados en Colombia y en general en pequeñas poblaciones de América Latina no se cuenta a cabalidad con los equipos necesarios para la realización de trabajado como el objeto del presente estudio (drones, equipos de georreferenciación, robots y demás), por lo cual puede llevar un tiempo en el cual se realicen las adquisiciones necesarias y las empresas de agua potable y alcantarillado creen conciencia sobre la inversión a realizar y la optimización de recursos que esta traerá para el futuro.

No es posible optimizar tiempos de trabajo en la recolección de información del sistema en campo si no se cuenta con un acompañamiento constante por parte de los trabajadores (fontaneros) de las empresas de agua potable y alcantarillado, los cuales tienen conocimiento completo sobre el funcionamiento de los procesos en los sistemas de alcantarillado.

La implementación del dron como elemento principal para recolección e información georreferenciada del polígono de estudio, es más eficiente y eficaz en poblaciones pequeñas (área < 3000 ha) dado que este tipo de equipos requiere un cambio constante de baterías, lo cual ocasiona que cada vez que se deba realizar dicho cambio, el equipo debe aterrizar y volver a reiniciar el vuelo desde donde se detuvo. Esto puede ocasionar demoras y el uso de muchas baterías par aéreas muy grandes.

Es importante que Catastro Distrital (entidad encargada de mantener la información catastral actualizada en la ciudad de Bogotá) actualice con un periodo no mayor a 5 años, las curvas de nivel de la ciudad, para garantizar que solo sean estos recursos los que se inviertan en este trabajo el cual seguramente será un pilar fundamental en todo tipo de estudios de infraestructura. Así se evita que se inviertan los recursos en trabajos similares para cada contrato independiente lo

que ocasiona un desperdicio de inversión que puede realizarse con la contribución de bienestar de la población en otros proyectos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

B.B.V.L. Deepack. (2016). "Development of in-pipe robots for inspection and cleaning tasks2". *Emerald*, 30.

Csaba Ékes, B. (2011). GPR GOES UNDERGROUND: PIPE PENETRATING RADAR. NASTT, 10.

Cualla, R. (2004). *Elementos de diseño área acueductos y alcantarillados*. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería, Colombia.

Day, D. (2017). Drones for Transmission Infrastructure Inspection and Mapping Improve Efficiency. Electric Transmission and Gas Pipelines. 5.

E. Pittona, P. (2014). "An experimental study of stratified-dispersed flow in horizontal pipes". *Science Direct*, 10.

Instituto Geográfico Agustin Codazzi. (8 de Enero de 2018). Subdirección de Geografía y Areas Estrategicas. Obtenido de http://www.igac.gov.co:10040/wps/wcm/connect/Web+-+Areas+Estrategicas/Areas+Estrategicas/Areas+Estrategicas/Subdireccion+de+Geografía+y+Cartografía/For matos+y+Escalas+de+Mapas/FormatosyEscalasdeMapas

Pérez Carmona, R. (2013). *Diseño y construcción de alcantarillados sanitario, pluvial y drenaje en carreteras*. Bogotá: ECOE ediciones, Colombia.

Ralph Bernstein, M. (2000). Imaging radar maps underground objects in 3-D. IEEE, 5.

SenseFly. (2014). Extended User Manual eBee and eBee Ag. Geneva, Switzerland.

UAEAC. (2011). REGLAMENTOS AERONÁUTICOS DE COLOMBIA. Parte Tercera. Artículo 3.6.3.5.1.1.

Wu, I. (1975)." Design on Drip Irrigation Main Lines". *Journal of the Irrigation and Drainage Division*. ASCE.

Xin Li, M. (2012). On Optimizing Autonomous Pipeline Inspection. EE TRANSACTIONS ON ROBOTICS, 11

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

ESTIMATIVA DO DESGASTES DAS PÁS DO ROTOR DE UMA BOMBA CENTRÍFUGA DECORRENTE DA ABRASÃO DE SEDIMENTO

¹Rodrigo Otávio Peréa Serrano, ²Ana Leticia Pliz de Castro, ³Rubens Gomes Dias Campos, ³Edwin Andrés Mancilla Rico, ¹Jessica Karine Barros Silva, ⁴Maria Aparecida Pinto e ⁵Carlos Barreira Martinez

¹Laboratório de Cartografia (Curso de Geografia) da Universidade Federal do Acre (UFAC), Brasil. ²Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP), Brasil, ³Centro de Pesquisas Hidráulicas e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais (CPH/UFMG), Brasil. ⁴Departamento de Engenharia Metalúrgica (UFOP), Brasil. ⁵Instituto de Engenharia Mecânica da Universidade Federal de Itajubá (UNIFEI). E-mail: ropereas@gmail.com; analetciapilz@gmail.com; rubensengenheiro2004@yahoo.com.br; ing.andresmancilla@hotmail.com; jessicakarinee@live.com; mariap06@gmail.com; martinez@cce.ufmg.br

RESUMO

Apesar dos cuidados especiais quanto a escolha do material de fabricação das bombas, o desgaste por abrasão do rotor é praticamente impossível de ser totalmente evitado. Este trabalho analisa a dinâmica dos desgastes erosivo e abrasivo em pás de rotor de bombas centrífugas, utilizadas em Estação Elevatórias de Água Bruta (EEAB), instaladas em rios sedimentares. Sugerese a realização de teste de desgastes em abrasometro de esfera rotativa, utilizando como abrasivo, sedimentos coletados do processo de bombeamento. A partir dos resultados obtidos nos testes, determinou-se qual a velocidade rotacional que se deve aplicar a bomba de forma que sua vida útil não seja reduzida. Apresenta-se também uma descrição do abrasometro e dos procedimentos utilizados para se medir o desgaste causado pelo impacto dos sedimentos sobre as pás das bombas.

ABSTRACT:

Despite the special care of the choice of pump material, abrasive wear of the rotor is practically impossible to completely avoid. Este trabalho analisa a dinâmica do desgaste erosivo e abrasivo nas lâminas do rotor da bomba centrífuga, utilizadas nas Estações Grossistas de Abastecimento de Água (EEAB), instaladas em rios sedimentares. It is suggested to perform a wear test on a rotating ball abrasometer, using as an abrasive, sediments collected from the pumping process. From the results obtained in the tests, it was determined the rotational velocity that should be applied to the pump so that its useful life is not reduced. A description of the abrasometer and the procedures used to measure the wear caused by the impact of the sediments on the pump blades is also presented.

PALABRAS CLAVES: Efeito abrasivo; rotação; desgaste.

INTRODUÇÃO

As Estações Elevatórias de Água Bruta (EEAB), instaladas em rios de água branca da região amazônica, sofrem desgastes do rotor decorrente da variação da carga de sedimento que desce pelos rios ao longo do ano. Esse desgaste provoca perda de eficiência e comprometimento do funcionamento do equipamento (Serrano *et al.*, 2018). Neste estudo, considerou-se a concentração da carga de sedimentos bombeados pela EEAB da Estação de Tratamento de Água (ETA) da cidade de Rio Branco-AC.

Em uma revisão preliminar da literatura, verificou-se que aproximadamente 30% dos sedimentos do rio Acre apresentam granulometria que varia de 30 a 45 micras, com concentrações variando entre 38mg/L a 840mg/L (Carvalho *et al.*, 2008). Em trabalho recente, em que se analisou a granulometria das partículas bombeadas pela EEAB, verificou-se maior concentração de partículas entre 50 e 100 micras, com possível influência do efeito turbulento no bocal de sucção (Serrano *et al.*, 2016). Em relação ao desgaste, os sulcos na superfície dos rotores das bombas decorrente do impacto das partículas e identificaram aumento da distorção dos sulcos em função do aumento do diâmetro das partículas (Xing *et al.*, 2009).

As cargas de sedimentos que descem nos rios amazônicos, são provenientes dos processos erosivos ao logo da rede hidrográfica e são transportados até os oceanos na forma dissolvida ou em suspenção. Além disso, a variação da carga de sedimento pode ser influenciada pela variação da precipitação, do clima e pelas atividades humanas. As maiores taxas de erosão são observadas nas bacias hidrográficas situadas na faixa tropical e particularmente naquelas que drenam cadeias de montanha ativas, como as cadeias Andinas (Filizola and Guyot, 2011).

Sabe-se, que apesar dos cuidados especiais quanto à escolha do material de fabricação dos rotores, o desgaste por abrasão e erosão é praticamente impossível de ser evitado totalmente (Coiado e Nogueira, 1989). Diante dessas questões, surgiu a necessidade de se estudar com mais atenção as regiões de maior vulnerabilidade ao desgaste em função do sedimento e o material utilizado na fabricação de rotores.

Callister Jr. (2002), relatou a importância de investigar as correlações existentes entre estrutura e propriedades de materiais, para determinar um conjunto predeterminado de propriedades desse material. O autor, também relata, a importância da Engenharia de Materiais para a indústria, nos diversos setores da economia.

Já Askland *et al.* (2010), considera que a relação entre estrutura, propriedade e processamento determinam a função do material e o ciclo de vida esperado para o produto, e que uma mudança na estrutura mudará a propriedade e o processamento.

Para entender o sistema de desgaste de um material em contato com outro, é importe conhecer os processos tribológicos, responsáveis por estudar as interações de superfícies em movimento relativo (Hutchings, 1992). Tal interação deve levar em consideração o atrito, o desgaste e a lubrificação, tendo em vista o interesse econômico, científico e tecnológico em minimizar o desgaste. O desgaste é a principal causa da perda material e do desempenho mecânico, enquanto o atrito é a principal causa do desgaste e da dissipação de energia.

O atrito e o desgaste dependem das propriedades da superfície do material e da sua forma, sendo que, devido à interação das superfícies, estas propriedades podem mudar. Aliado a isso, outro fator importante, é as características do agente abrasivo: o tamanho, morfologia e estrutura das partículas de desgaste que agem na interface entre os materiais. Tais informações são muito importantes para estudar fenômenos de desgaste de superfície (Upadhyay & L. A. Kumaraswamidhas, 2014).

Segundo a norma ASTM G40 (2015), o desgaste é a perda progressiva de matéria da superficie de um corpo sólido devido ao contato e movimento relativo com um outro corpo sólido, líquido ou gasoso. Já a norma DIN 50320 (1979), apresenta definição parecida e destaca quatro principais tipos de mecanismos de desgaste, que são: desgaste adesivo, desgaste abrasivo, desgaste por fadiga de superfície e desgaste por reação triboquímica, sendo que o desgaste, pode ter à ação de mais de um mecanismo, dependendo da condição de contato e da geometria da das superfícies.

O volume de desgaste pode ser calculado pela equação [1] (Archard and Hirst, 1956), que é diretamente proporcional à carga normal e a distância de movimento e inversamente proporcional à dureza do material.

$$Q = \frac{k}{H_m} \cdot F \cdot S \tag{1}$$

O desgaste também poder se determinado por testes em tribossistemas, onde parâmetros como propriedades da superfície, composição química do material, distância de deslizamento, velocidade e carga aplicada, devem ser analisados para uma melhor compreensão dos mecanismos de desgaste.

O desgaste erosivo ocorre quando partículas em um fluido deslizam a uma velocidade relativa a superfície. Cada partícula que entra em contato com a superfície corta uma pequena partícula da superfície onde entrou em contato. Individualmente, cada partícula removida é insignificante, mas um grande número de partículas removidas durante um longo período de tempo pode acarretar diferentes graus de erosão (DIM, 1979). O desgaste erosivo pode ser esperado em rotores de bombas e turbinas, ventiladores, linhas de vapor e bocais, no interior de curvas acentuadas em tubos e tubulações, e áreas semelhantes onde existe um movimento relativo considerável entre o metal e as partículas.

Nesse sentindo, este artigo avalia a resistência ao desgaste do aço SAE 8620 em função da concentração de sedimentos bombeados e estima matematicamente o desgaste para diferentes rotações de bomba.

METODOLOGIA

Considerando a existência de diferentes modelos de bombas centrifugas, optou-se pela determinação das características construtivas de um rotor de projeto, para atender a demanda de 300 L/s, a uma altura manométrica de 25 m, trabalhando com uma rotação de 1180 rpm, seguindo a metodologia descrita por Macintyre (2013). As determinações das características construtivas do rotor seguirão a proposta descrita por Palomino (2017), que desenvolveu um algoritmo computacional que correlaciona as principais características de dimensionamento de um rotor de bomba centrifuga, em função da vazão (Q), altura manométrica (H), e rotação do sistema moto bomba (n), ou seja, em função da rotação especifica (nq), dada pela equação [2].

$$nq = n \frac{q^{1/2}}{H^{3/4}}$$
 [2]

Em seguida, determinou-se a velocidade relativa que o fluido em ralação as pás na entrada e saída do rotor. Essa velocidade foi utilizada para o cálculo da força de arrasto abrasivo em função da velocidade relativa, descrita na equação [3] (Fox, 2006).

$$F_D = \frac{Cd.\rho.V^2.A}{2}$$
[3]

Considerando que o fluxo é laminar na entrada da pá, passando para turbulento no decorrer da passagem, optou-se pela utilização da equação [4], para o cálculo do coeficiente de arrasto (FOX, 2006):

$$C_D = \frac{0,0742}{Re^{(0,2)}} - \frac{1740}{Re}$$
[4]

Já o número de Reynolds (*Re*) é uma relação entre forças de inercia e força viscosa (equação 5):

$$Re = \frac{DV}{v}$$
[5]

Ensaios tribologicos

Conhecer o tipo de desgaste sofrido pela superfície do material, através de um método reprodutível e bem caracterizado, é importante para sua avaliação e replicação. Neste âmbito, o ensaio de desgaste por micro abrasão ou ensaio de desgaste do tipo de esfera-sobre-placa tem-se mostrado como uma técnica muito eficiente na avaliação do desgaste abrasivo de superfícies (Cozza *et al.*, 2015; Santos *et al.*, 2015; Serrano *et al.*, 2018).

Neste ensaio, a amostra é pressionada, pelo carregamento de um peso inoperante, contra uma esfera de aço em rotação. Uma suspensão abrasiva é gotejada na interface de desgaste (Figura 1). Após a esfera percorrer uma distância 180m, tem-se a impressão da calota de desgaste, devido à perda do material no contato esfera-amostra e sob a ação do abrasivo (Allsopp and Hutchings, 2001; Colaço, 2001).



Figura 1.- Diagrama esquemático do dispositivo de ensaio de micro abrasão (Santos, 2015)

A caracterização dos mecanismos de desgaste é realizada de acordo com as deformações observadas na superfície de desgaste das amostras nas várias condições de ensaio. O processo dominante é controlado pela natureza do movimento das partículas abrasivas na região de contato das duas superfícies, podendo ser por sulcamento ou rolamento.

As equações que permitem calcular o coeficiente de desgaste, a partir do volume de material removido em ensaios com esfera rotativa sobre placa foram inicialmente estabelecidas por Kassman *et al.* (1991). Posteriormente, Rutherford *et al.* (1997) generalizaram essas equações para o caso de amostras planas e curvas e para o cálculo do coeficiente de desgaste de filmes independentemente do substrato.

Após a realização dos ensaios de desgaste, o cálculo do coeficiente de desgaste se baseia na leitura do diâmetro médio da calota (D) formada pelo desgaste seguida da aplicação das equações [6], [7], [8] e [9] apresentadas a seguir. Essas leituras foram realizadas usando um microscópio de varredura eletrônica (MEV), conforme apresentado na figura (5).

Volume teórico removido (
$$Q_D$$
) $Q_D = \frac{\pi D^4}{64.R}$ [6]

Distância teórica percorrida (S)
$$S = 2. \pi. R. n$$
 [7]

Taxa teórica de desgaste
$$(Q_{DT})$$
 $Q_{DT} = \frac{V}{S}$ [8]

Coeficiente de desgaste do material
$$K = \frac{Q_T}{F_n}$$
 [9]

Aquisição e preparo das amostras de ligas metálicas

Considerando a dificuldade de aquisição de amostras genuínas das ligas metálicas junto aos fabricantes, foram adquiridas junto as empresas de varejo de blocos metálicos para usinagem, três amostras de Aço SAE 8620. As amostras foram lixadas, polidas e limpas. A operação de lixamento teve como objetivo eliminar riscos e marcas mais profundas da superfície, preparando a peça para o polimento. Para este trabalho optou-se pela técnica de lixamento manual, onde as amostras são lixadas com granulometria que variando de #100 para #1200, mudando-se a direção em 90° em cada mudança de lixa, tomando o cuidado de mudar a lixa apenas quando os traços do lixamento anterior na peça desaparecerem (Figura 2) (Rohde, 2010).



Figura 2.- Representação esquemática do método de lixamento (Rohde, 2010)

Após lixamento, as amostras passaram pelo procedimento de polimento com alumina de 1µm concentrada, seguido por polimento com pasta de diamante de 1 µm e 0,25 µm para acabamento superficial isento de marcas. O procedimento foi realizado por processo mecânico em Politriz de velocidade variável de bancada, com adição de alumina na concentração de 10% (Figura 3).



Figura 3.- Polimento das amostras em politriz de bancada (Serrano, 2017)

Em seguida a amostra foi lavada em água corrente para eliminação dos vestígios dos abrasivos, seguida da aplicação de álcool etílico para facilitar a secagem. Em seguida foi separado uma amostra para passar pela análise metalógrafa e estudo das microestruturas (Serrano, 2017).

Preparo dos abrasivos

As amostras de sedimento foram diluídas em água destilada para homogeneização, em 3 concentrações diferentes 0,1%, 0,2%, 0,3%, (1g/L; 2g/L; e 3g/L respectivamente). Para obtenção da distribuição granulométricas dos tamanhos das partículas do sedimento, utilizou-se a análise combinada do método de sedimentação e peneiramento, conforme a NBR 7181 de dezembro de 1984, que leva em consideração as normas NBR 5734 (Especificações - peneira para ensaio); NBR 6457 (Método de ensaio - Preparação de amostras de solo para ensaio normal de compactação e ensaios de caracterização); e NBR 6508 (Método de ensaio – Grão de solos que passam na peneira 4,8mm – determinação da massa especifica).

A morfologia da partícula é o resultado do transporte de diferentes agentes da rocha do seu local original para locais de deposição, sendo que a forma final do seixo é influenciada pelo rigor do transporte, esfoliação, mudanças de temperatura e etc. (Rodrigues *et al.*, 2013).

Estimativa do desgaste do rotor

A estimativa do desgaste do rotor foi realizada com base na equação de Archard and Hirst (1956). Considerando que, o coeficiente de degaste (k) apresentado na equação (1) é uma constante adimensional que será dividida pela dureza do material desgastado e que, o (K) apresentado na equação [9], se refere a um coeficiente de desgaste especifico para um material em função de um abrasivo especifico, realizou-se o seguinte ajuste na equação (Serrano *et al.*, 2018):

$$\boldsymbol{Q} = \boldsymbol{K} \cdot \boldsymbol{F} \cdot \boldsymbol{S}$$
[10]

Se considerarmos a velocidade relativa da água passando por uma determinada área da pá do rotor, pode-se estimar uma distância relativa, como se essa pá tivesse sendo arrastada em um fluido conforme a equação (Serrano *et al.*, 2018).

$$\boldsymbol{S} = \boldsymbol{V} \cdot \boldsymbol{t}$$

A força F considerada nesta análise, será calculada pela equação [3] da força de arrasto abrasivo (F_D) que ocorre em uma determinada região da pá de 1 cm².

Resultados Discussão

A amostra de Aço SAE 8620, passou por tratamento de tempera e revenimento, alcançando uma dureza na ordem de 80 HRA. Na tabela 01 são apresentados os resultados das analise químicas realizadas por espectrômetro de absorção atômica por plasma indutivamente acoplado.

	Tabela 1 Composição química do Aço SAE 8620												
4	Fe	С	Mn	Р	S	Si	Cu						
Aço SAE	97,5	0,734	0,531	0,0150	0,0352	0,216	0,0677						
SAE - 8620	Cr	Ni	Мо	Со	Al	V							
	0,242	0,446	0,0968	0,0112	0,0376	<0,0050							

A dureza é uma propriedade importante para caracterização das amostras sujeitas ao ensaio de desgaste, nesta pesquisa optou-se por determinar a dureza ao longo da seção transversal da amostra utilizada nos ensaios.

A análise metalográfica, mostrou que a liga utilizada no ensaio, apresenta estruturas acirculares agulhares de martensita e grande quantidade de poros.

As partículas abrasivas utilizadas nos ensaios (Figura 4), apresentaram 60% da granulometria variando de 0,075mm a 0,420mm, 1,36% com granulometria superior a 0,420mm e o restante, 40,35% com granulometria abaixo de 0,075mm, com uma D50 de 0,097 mm. Sendo 74% da amostra composta por areia, 16% por Silte e 10% por argila.



Figura 4.- Morfologia dos sedimentos erosivos presentes nas águas do Rio Acre, tanque de desarenação da ETA II.

Observando a figura (5 e 6), verificou-se evolução das calotas em função do aumento da concentração de sedimento, demostrando o rigor do efeito abrasivo dos sedimentos. Também foi identificado que o padrão de desgaste predominante é por sulcamento, sem emproamentos nas bordas dos sulcos, justificável pela baixa concentração de sedimento (<18%) (Cozza *et al.*, 2015; Serrano *et al.*, 2018), não apresentado deformação plástica.



Figura 5.- Calota formada após os ensaios com 3N, nas concentrações de 3g de sedimento por 1000 ml

Os resultados experimentais obtidos na relação erosão-concentração apresentados na figura (6), indicam que a taxa de erosão, dentro dos intervalos de concentração estudados, é diretamente proporcional à concentração. Ao mesmo tempo, os resultados também mostram que a intensidade da erosão, cresce mais devagar em comparação com o crescimento da concentração da matéria abrasiva (Duan and Karelin, 2012; Serrano *et al.*,2018)



Figura 6.- Variação do coeficiente de desgaste especifico em função da concentração de sedimento.

Agora, se consideramos a possibilidade da redução de até 20% da rotação da bomba (Serrano *et al.*, 2018) em situações de maior concentração de sedimento, pode-se a velocidade relativa da água em relação as pás do rotor, reduzindo assim o desgaste do rotor.



Figura 7.- Variação do desgaste em função da rotação da bomba em um cm²

CONCLUSÕES

- O desgaste de rotores de bombas centrifugas, são intensificados com o aumento da concentração de sedimentos abrasivos, podendo causar o aumento da vibração no conjunto, reduzindo seu rendimento.
- A análise demostra a vulnerabilidade da liga metálica utilizada na fabricação de rotores sem revestimento ao efeito abrasivo.
- As formas semi-arredondadas dos sedimentos produziram evidências de micro aração por sulcamento.
- A análise matemática demostrou a diminuição do desgaste, decorrente da redução da rotação da bomba

AGRADECIMENTOS

Os autores manifestam seus agradecimentos à Fundação GORCEIX, à ANEEL, à CEMIG, à ELETROBRAS-FURNAS, à FAPEMIG e ao CNPq, CAPES pelo suporte financeiro para a realização desse trabalho.

Agradecem também ao Laboratório de Tratamento Térmico e de Microscopia Ótica (LTM), ou Laboratório de Microscopia Eletrônica (ManoLab), ao Laboratório de Fundição e Micro Desgaste Abrasivo, todos da UFOP, pelo apoio técnico e experimental.

REFERENCIAS

Allsopp, D.N. and Hutchings, I.M. (2001). "Micro-scale abrasion and scratch response of PVD coatings at elevated temperatures". *Wear*. Vol. 251, pp. 1308–1314. DOI: https://doi.org/10.1016/S0043-1648(01)00755-4

Archard, J. F. and Hirst, W. (1956) "The Wear of metals under unlubricated conditions". *Proc. Roy. Soc.*, London, Vol. 236, pp. 397-410. DOI: https://doi.org/10.1098/rspa.1956.0144

Askeland, D.R.; Fulay, P.P.; Wright, W. J. (2010). *The Science and Engineering of Materials*, CENGAGE Learning, Stamford USA, 6 ed., 921 p.

ASTM G40 (2015) - Standard Terminology Relating to Wear and Erosion, G 40, *Annual Book of ASTM Standards*, ASTM, 2015.

Callister Jr, W.D. (2002). *Ciência e Engenharia de Materiais: Uma Introdução*, 5^a ed., rev., LTC, 578 pp., Rio de Janeiro, 2002.

Carvalho, A.T.; Costa, M.L.; Almeida, H.D.F. (2008). "Os Sedimentos em suspensão dos rios Purus e Juruá no Estado do Acre", *Revista Cientifica da UUFPA*, Belém – PA, 8 p. Acesso em 13/09/2016, disponível em: http://www.cultura.ufpa.br/rcientifica/cabecalho.php?conteudo=5.1

Coiado, E.M. e Nogueira, A.A.S. (1989). "Efeitos do desgaste por abrasão, da concentração e do diâmetro médio da fase sólida de mistura nas curvas características de uma bomba centrifuga utilizada no recalque de esgoto", *DAE*, Vol. 49, No. 157, pp. 194-204, out/dez. Acesso em 13/09/2016, disponível em: http://revistadae.com.br/artigos/artigo_edicao_157_n_102.pdf

Colaço, R. (2001). Comportamento ao Desgaste Abrasivo de Ligas Fe-Cr-C Processadas e Desenvolvidas por Laser, Tese (doutorado), Lisboa, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, 250 p.

Cozza, R.C.; Rodrigues, L.C.; Schon, C.G. (2015) "Analysis of the micro-abrasive wear behavior of an iron aluminide alloy under ambient and high-temperature conditions". *Wear*, Vol.330-331, pp.250-260, 2015. DOI: http://dx.doi.org/10.1016/j.wear.2015.02.021

DIN. (1979). DIN 50320. *Wear*; Terms, Systematic Analysis of Wear Processes, Classification of Wear Phenomena. English, International Classification for Standards, Alemannic, 8p.

Duan, C.G. and Karelin, V.Y. (2012) Abrasive Erosion & Corrosion of Hydraulic Machinery, Series on hydraulic machinery, Vol. 2, 425p.

Filizola, N. and Guyot, J.L. (2011). "Fluxo de sedimentos em suspensão nos rios da Amazônia", *Revista Brasileira de Geociência*, Vol. 41, No. 4, pp. 566-576. Acesso em 13/09/2016, disponível em: http://ppegeo.igc.usp.br/index.php/rbg/article/view/7853/7280

Fox, R.W. (2006), Introdução à Mecânica de Fluidos / Robert W. Fox, Alan T. McDonald, Philip J. Pritchard) (1934): Tradução de Ricardo Nicolau Nassar Koury, Geraldo Augusto Campolina. France. Rio de Janeiro: LTC.

Hutchings, M. (1992). *Tribology: Friction and Wear of Engineering Materials*. Edward Arnold, Londres, 1 ed., 273 p.

Kassman, A.; Jacobson, S.; Erickson, L.; Hedenqvist, P.; Olsson, M. (1991) "A new test method for the intrinsic abrasion resistance of thin coatings". *Surface and Coatings Technology*. Vol. 50, pp. 75-84, Kassman, 1991. DOI: https://doi.org/10.1016/0257-8972(91)90196-4

Macintyre, A.J. (2013). *Bombas e Instalações de Bombeamento*. 2.ed. LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. Rio de Janeiro, RJ. 782 p.

Palomino, A.E.C. (2017) Desenvolvimento de Metodologia para Determinação Dimensional de uma Bomba Centrifuga Utilizando Velocidades Especificas (ns). Belo Horizonte: UFMG. 132p. Dissertação de Mestrado. Rodrigues, J.M.; Edeskar, T.; Knutsson, S. (2013) "Particle shape quantities and measurement techniques–A review", *EJGE*, Vol.18, pp. 169-198, 2013. Acesso em 13/09/2016, disponível em: http://www.eige.com/2013/Ppr2013.016alr.pdf

Rohde, R.A. (2010). Metalografia: Preparação de Amostras – Uma Abordagem Pratica. Versão 3.0, 30 p. **Rossino, L. S.** (2015) "Desenvolvimento de dispositivo e estudo do comportamento ao micro desgaste abrasivo do aço AISI 420 temperado e revenido". Revista Matéria, Vol. 22, No 02, pp. 304-315, 2015.

Rutherford, K.L. and Hutchings, I. M. (1997) "Theory and application of a micro-scale abrasive wear test". *Journal of Testing Evaluation of the American Society for Testing and Materials*, Vol. 25, No 2, pp. 250–260. DOI: https://doi.org/10.1520/JTE11487J

Santos, W.C.; Pereira Neto, J.O.; Silva, R.O. da; Rodrigues, G.; Moreto, J.A.; Manfrinato, M.D.;

Serrano, R.O.P.; Ferreira Jr, A.G.; Castro, A.L.P. de; Santos, P.A.B.V. dos; Menezes, M.V.; Martinez, C.B. (2016). "Desgaste do rotor por abrasão: O efeito do bombeamento de água bruta com diferentes cargas de sedimento". *XXVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Lima, Perú*, 9 p.

Serrano, R.O.P. (2017). *Metodologia para avaliacao de desgaste abrasivo em pas de rotor de bombas centrifugas de estacao elevatoria*. Tese, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte - MG, Brasil, 121 p. http://www.bibliotecadigital.ufmg.br/dspace/handle/1843/BUBD-AVSKS6

Serrano, R.O.P; Santos L.P; Viana, E.M.F.; Pinto, M.A.; Martinez, C.B. (2018). "Case study: Effects of sediment concentration on the wear of fluvial water pump impellers on Brazil's Acre River". *Wear*, Vol. 408-409, pp. 131-137. DOI: https://doi.org/10.1016/j.wear.2018.04.018

Upadhyay, R.K. and Kumaraswamidhas, L.A. (2014) "A review on tribology of surfaces and interfaces". *Advanced Materials Letters*, Vol. 5, No. 9, pp. 486-495. DOI: https://doi.org/10.5185/amlett.2014.5566

Xing, D.; Hai-lu, Z.; Xing-yong, W. (2009). "Finite Element Analysis of Wear for Centrifugal Slurry Pump". *Proceedings of the International Conference on Mining Science and Technology, ICMST 2009, Procedia Earth and Planetary Science*, Vol. 1(1): pp. 532–1 538. DOI: https://doi.org/10.1016/j.proeps.2009.09.236

DISEÑO OPTIMIZADO DE TUBERÍAS EN SERIE EN REDES DE DRENAJE URBANO INCLUYENDO ESTRUCTURAS DE CAÍDA

Andrea Marú¹, Andrés Aguilar², Natalia Duque³ y Juan Saldarriaga⁴

¹ Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia. ^{2,3} Investigador, Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados (CIACUA), Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia.

⁴ Profesor Titular, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia. E-mail: ac.maru432@uniandes.edu.co, af.aguilar691@uniandes.edu.co, n.duque634@uniandes.edu.co, jsaldarr@uniandes.edu.co

RESUMEN:

En Latinoamérica es muy común la existencia de asentamientos en zonas de alta pendiente, donde es igual de importante evacuar las aguas residuales y pluviales que en las zonas de baja pendiente. Sin embargo, esta situación representa un desafío para el diseño de los sistemas de drenaje urbano, pues las condiciones topográficas de la zona pueden llegar a convertirse en obstáculos para el cumplimiento de las condiciones hidráulicas y económicas de la red. En otras palabras, cuando una red de drenaje urbano se construye en una zona de alta pendiente, los tramos de tuberías de los diseños que se obtienen, en la mayoría de los casos, poseen una pendiente menor a la del terreno; es decir el inicio de un tramo de tubería tiene una diferencia de profundidad significativa con respecto al final del tramo de tubería previa. Debido a esta diferencia de altura es necesario construir una estructura complementaria, cámara de quiebre o pozo de caída. En este artículo se propone un complemento en el que se tenga en cuenta las estructuras de caída para la metodología propuesta por Duque et al. (2016), la cual realiza el diseño optimizado de series de tuberías en sistemas de drenaje urbano en donde el principal objetivo es encontrar el diseño de mínimo costo de construcción.

ABSTRACT:

Settlements in high-slope areas are very common in Latin America, where it is equally important to evacuate sewage and rainwater in areas of low slope. However, this situation represents a challenge for the design of urban drainage systems, since the topographical conditions of the area can become obstacles for the fulfillment of the hydraulic and economic conditions of the network. In other words, when an urban drainage network is built in a high slope area, the piping sections of the designs obtained, in most cases, have a lower slope than the terrain; In other words, the start of a pipe segment has a significant depth difference from the end of the previous pipe segment. Due to this height difference, it is necessary to build a complementary structure, break or fall chamber. This article proposes a complement that takes into account the fall structures for the methodology proposed by Duque et al. (2016), which performs the optimized design of pipeline series in urban drainage systems where the main objective is to find the design of minimal construction cost.

PALABRAS CLAVES: Diseño optimizado; ruta más corta; diseño hidráulico; alta pendiente; alcantarillado

INTRODUCCIÓN Y REVISIÓN DE LITERATURA

El agua es un recurso vital para la subsistencia de la humanidad, y por tal motivo es fundamental darle un correcto manejo con el fin de garantizar su calidad y utilidad. Este recurso debe ser evacuado y transportado en las zonas urbanas de manera que preste el servicio requerido pero que a su vez no represente una amenaza para la población. Específicamente, el ser humano ha desarrollado diferentes estructuras hidráulicas que permiten realizar esta labor, para el caso de las aguas residuales y pluviales, estas son controladas mediante sistemas de drenaje urbano, los cuales están conformados por redes de drenaje, plantas de tratamiento de aguas residuales y un cuerpo receptor.

Cuando una red de drenaje se construye en zonas donde el terreno tiene alta pendiente, los tramos de tuberías de los diseños que se obtienen, en muchos de los casos, poseen una pendiente menor a la del terreno para cumplir con la restricción de máxima velocidad; es decir el inicio de un tramo de tubería tiene una diferencia de altura significativa con respecto al final del tramo de tubería previa. Debido a esta diferencia de altura es necesario construir una estructural complementaria, cámara de quiebre o pozo de caída. En Latinoamérica es muy común encontrar poblaciones ubicadas en regiones con estas características, de modo que resulta útil realizar investigaciones acerca de este tema.

En la literatura se han desarrollado diferentes metodologías para el definir el diseño hidráulico de redes y series de alcantarillado, donde se selecciona el diámetro de las tuberías y la profundidad de excavación de estas. En primera instancia, Holland (1966) expone una rutina de optimización que implementa una búsqueda aleatoria donde los diámetros son variables continuas que deben ser encontrados para minimizar los costos de construcción; Elinam et al. (1989) presenta una heurística basada en Programación Lineal (PL) que usa una aproximación lineal a trozos de expresiones no lineales como el costo y algunas restricciones hidráulicas. Haghighi y Bakhshipour (2012) y Palumbo et al. (2014) proponen Algoritmos Genéticos (AG) que tratan de obtener el menor costo posible. También, Cimorelli et al. (2013) y Cozzolino et al. (2015) propone una combinación con modelos hidrológicos e hidráulicos, Cisty (2010) realiza una combinación de AG con PL, Pan y Kao (2009) desarrolla este tipo de problemas con Programación Cuadrática (PC), Haghighi y Bakhshipour (2012) con Programación Entera (PE), Hassan et al. (2018) utilizan Programación Heurística (PH). Otros aproximaciones heurísticas que resuelven el problema del diseño hidráulico son el Algoritmo de Optimización de Colonia de Hormigas (Afshar 2010, Moeini & Afshar 2012, Moeini & Afshar 2017), y Recocido Simulado (RS) combinado con Búsqueda Tabú (BT) (Haghighi and Bakhshipour 2015, Yeh et al. 2011, Yeh et al. 2013).

Duque et al. (2016) desarrolló e implementó una metodología de diseño optimizado de series de tuberías en sistemas de alcantarillado la cual intenta encontrar el diseño de mínimo costo. Dicha propuesta modela el problema de diseño como un problema conocido como el problema de la ruta más corta (Ahuja & et al. 1993). La metodología utiliza un grafo en el que se representan las diferentes decisiones concernientes al diseño de la serie de tramos, i.e., el diámetro y pendiente de cada tubería en cada tramo.

Sin embargo, la metodología desarrollada por Duque et al (2016) posee limitaciones debido a que no incluye dentro de su diseño pozos de caída. Debido a esta limitante no es posible realizar algunos diseños porque estos no cumplen con las condiciones hidráulicas estipuladas en la normativa vigente. Por tal razón, este trabajo consistió en la modificación y ampliación del desarrollo realizado por Duque et al. (2016) para luego de realizar un análisis del criterio de diseño de sistemas de alcantarillado de alta pendiente y de la velocidad máxima permitida en las diferentes normativas internacionales.

METODOLOGÍA

Para la implementación del algoritmo es necesario hacer la interpretación del problema y del espacio de solución mediante un grafo, el cual es una representación de una red la cual se compone

de nodos y arcos, siendo los arcos las conexiones entre los nodos. El caso del diseño de redes de alcantarillado es considerado un problema NP-duro, es decir que no es determinista en un tiempo polinómico y por lo tanto no existen algoritmos que puedan resolverlos de manera práctica. Este tipo de problema se resuelve por medio de métodos heurísticos. Los algoritmos que resuelven el problema de la ruta más corta permiten modelar la red como varios caminos que van de un punto a otro (de una cámara inicial a un punto de descarga), siendo cada uno de los caminos una posibilidad de tubería entre una cámara y otra (Ahuja, 1993).

Teniendo en cuenta lo anterior, Duque et al. (2016) realizó la programación del algoritmo de Bellman Ford (Bellman, 1956) para solucionar el problema del diseño de series de tuberías. Este algoritmo resuelve el problema de ruta más corta para grafos dirigidos, que no presentan ciclos negativos utilizando un método de corrección de etiquetas. De esta manera, matemáticamente el problema se puede definir de la siguiente forma:

$$\min \sum_{(v_i, v_j) \in A} c(v_i, v_j) * x_{ij}$$
^[1]

s.a

$$\sum_{\{j \mid (vi,vj) \in A\}} x_{ij} - x_{ji} = \begin{cases} 1 & v_i = v_s \\ 0 & v_i \neq v_s, v_t \forall v_i \in N \\ -1 & v_i \neq v_t \end{cases}$$
[2]

$$x_{ij} \in \{0,1\} \forall v_i \in N, v_j \in [3]$$

donde x_{ij} es una variable binaria que toma el valor de uno si el arco $(i,j) \in A$ está en la solución del problema (el camino) o toma el valor de cero de lo contrario; $c(v_i, v_j)$ es el costo de utilizar el arco $(i,j) \in A$ en el camino; vs el nodo inicial del cual parte el camino y v_t el nodo final del camino.

Esta programación resulta viable para ser implementada en el diseño de series de tuberías en redes de alcantarillado pues se obtiene buenos resultados cumpliendo las restricciones hidráulicas dadas; sin embargo para ciertos escenarios donde la pendiente del terreno es muy alta esta metodología no es capaz de obtener un diseño hidráulicamente factible debido a que no se consideraron dentro de la programación la construcción de cámaras de caída. De este modo, este trabajo permite ampliar el campo de acción de la metodología desarrollada por Duque et al, 2016.

I. Datos de Entrada:

Los parámetros de entrada necesarios para el desarrollo del algoritmo son:

- D: Conjunto de diámetros comerciales disponibles, $\{d_1, d_2, d_3, \dots, d_n\}$.
- *P*: Conjunto de pozos de inspección que conforman la serie de tuberías a diseñar.
- Q_k : Caudal de entrada al pozo k.
- k_s : Coeficiente de rugosidad absoluta de las tuberías.
- *l*: Longitud de cada tramo.
- *v*: Viscosidad cinemática del agua.

II. Modelaje del Grafo:

El problema del diseño de series de tuberías busca encontrar el diseño hidráulico que minimice los costos de construcción. Cada una de las series es representada por un grafo que contiene nodos y arcos que de la siguiente manera:

En primer lugar, un pozo de inspección de la serie se representa como un grupo de nodos, donde cada uno de los nodos v_i^k cuenta con dos características; El primer atributo es la cota batea de una tubería sobre un nivel de referencia en metros $\nabla(v_i^k)$ y el segundo es el diámetro de una tubería asociada al tramo de tubería anterior d(vik).



Figura 1.- Esquema de los nodos en un pozo k.

Adicionalmente, los arcos del grafo pueden representar dos elementos de la red. El primer tipo de arcos (A_1) representa las tuberías de la serie ubicada entre dos nodos (v_i^k, v_j^{k+1}) . Cada arco tiene un costo asociado que representa la suma entre el costo de la tubería y los costos de excavación, que son calculados gracias a una función de costo que posteriormente será detallada. Además, se debe tener en cuenta que el valor del diámetro de la tubería se encuentra asociado al nodo final de cada tramo.



Figura 2.- Esquema de serie de tuberías, arcos entre nodos de dos pozos.

Ahora, el aporte de este trabajo se presenta cuando se tiene en cuenta un segundo tipo de arcos (A_2) que representan las profundidades posibles para las cámaras de caída en un mismo pozo k, donde cada uno de los arcos tiene asociado un costo de construcción de la cámara que se estima con una función de costo especifica que se encuentra en función de la profundidad.



Figura 3.- Esquema de arcos tipo 2 en un pozo

III. Variables de decisión:

De acuerdo con el planteamiento del problema hasta el momento, las variables de decisión son las variables binarias (x_{ii}) asociadas con los arcos (tipo 1 y 2), las cuales toman el valor de 1 si el arco tipo 1 (v_i^k, v_j^{k+1}) o el arco tipo 2 (v_i^k, v_j^k) , o toma el valor de 0 en un caso contrario. En otras palabras, escoger un arco tipo 1 significa seleccionar un diámetro $d(v_i^k, v_j^{k+1})$ y una pendiente de diseño $s(v_i^k, v_j^{k+1})$; mientras que escoger un arco tipo 2 significa la creación de una cámara de caída con una altura determinada.

IV. **Función Objetivo:**

La función objetivo del problema que se plantea se resume en minimizar los costos de construcción de cada uno de los tramos que compones la serie de tuberías de alcantarillado. Para calcular dichos costos se debe hacer uso de funciones de costo que se encuentran a literatura. En el caso de los arcos tipo 1 se hace uso de la ecuación propuesta por Maurer et al. (2012):

$$C_{ij} = \alpha h_{ij} + \beta$$

$$\alpha = m_{\alpha} d_{ij} + n_{\alpha}$$

$$\beta = m_{\beta} d_{ij} + n_{\beta}$$

$$C_{ij} = (m_{\alpha} d_{ij} + n_{\alpha}) h_{ij} + m_{\beta} d_{ij} + n_{\beta}$$

$$[4]$$

$$[5]$$

$$[6]$$

$$[7]$$

donde
$$C_{ij}$$
 es el costo de construcción del tramo en dólares por metro lineal de tubería, $m_{\alpha} = 1.02 * 10^{-3}$, $n_{\alpha} = 127$, $m_{\beta} = 0.11 * 10^{-3}$ y $n_{\beta} = 37$ son constantes propias de las regresiones que tratan

de explicar la dependencia de las variables frente al costo. Ahora, para el caso de la estimación de los costos asociados con los arcos tipo 2 se hace uso de la ecuación propuesta por Peinado (2016) y se presenta a continuación:

$$C_c = 289.14 * H^{1.3}$$
[8]

donde Cc es el costo unitario de la construcción un pozo de caída en dólares y H es la profundidad del pozo de caída en metros.

Teniendo en cuenta lo anterior, la expresión general que se debe minimizar en esta metodología debe estar en función de las variables de decisión (x_{ij}) y los costos calculados para cada uno de los arcos, como se muestra a continuación:

$$\min \sum_{(v_i, v_j) \in A} c(v_i^k, v_j^{k+1}) * x_{ij}$$
[9]

*

V. Restricciones:

Para obtener diseños viables esta metodología debe realizar una verificación del cumplimiento de las restricciones hidráulicas dadas por la normativa propia de cada país. En este caso se asumieron las siguientes restricciones dadas por la normativa colombiana:

- Diámetro mínimo de 200 mm.
- Relaciones de llenado máximas del 85% exceptuando para tuberías de diámetros menores a 600 mm (70%) o para cuando se presente flujo cuasi-crítico (80%).
- Velocidad mínima de 0.75 m/s.
- Esfuerzo cortante mínimo de 3 Pa.
- Velocidad máxima de 5 m/s para concreto y 10 m/s para PVC.
- Profundidad a cota clave mínima 1,2 m.
- Profundidad a cota clave máxima 5 m.
- Pendiente mínima, aquella que cumple la velocidad mínima y el esfuerzo de cortante
- mínimo.
- Pendiente máxima, aquella para la que se obtiene la velocidad máxima real.
- El diámetro en un arco tipo 1 debe ser mayor o igual al diámetro de del arco tipo 1 predecesor.
- La pendiente de construcción de tramos de tuberías no puede ser adversa.

VI. Construcción del Grafo:

En la construcción del grafo se debe plantear el espacio de solución donde el algoritmo de ruta más corta propuesto va a permitir escoger los arcos pertenecientes a cada uno de los tramos que minimicen los costos de construcción y que cumplan con las restricciones hidráulicas. De esta manera, en la siguiente figura se muestra un ejemplo para dos tramos con tres profundidades de excavación y tres diámetros comerciales disponibles, sin posibilidad para diseñar cámaras de caída.



Figura 4.- Representación arcos tipo 1, tres pozos de inspección con tres profundidades de excavación y tres diámetros comerciales.

Como se puede observar en la Figura 4, cada arco (flecha) representa una tubería de cierto diámetro que está ubicada con una pendiente específica, determinada por las cotas claves de los nodos que la forman. Cabe resaltar, que de cada nodo salen arcos hacia los nodos del pozo siguiente que tengan diámetros y profundidades mayores o iguales. De esta forma se cumple la restricción hidráulica de diámetros y se evitan pendientes adversas. Esta restricción permite que existan menores alternativas de diseño.

Ahora, como se ha mencionado anteriormente se debe tener en cuenta los arcos tipo 2 que representan los posibles pozos de caída que puede tener la serie de tuberías. De esta manera, en cada uno de los pozos se deben crear arcos que unan los nodos pertenecientes al mismo pozo, y que representen la profundidad del pozo de caída. En la Figura 5, se puede representar la configuración de arcos y nodos para un pozo, donde se tienen tres posibles profundidades de excavación (Recuadros) y tres diámetros comerciales para cada una de las profundidades.

	$d_1 \in D$
	$d_2 \in D$
\bigcirc	$d_3\in D$
	$d_1 \in D$
	$d_2 \in D$
	$d_3 \in D$
	$d_1 \in D$
	$d_2 \in D$
0	$d_3\in D$

Figura 5.- Representación arcos tipo 2, tres nodos de igual profundidad y diferente diámetro en un pozo.

Por otra parte, el problema, como se puede observar en la Figura 6, es de gran complejidad por el número de posibilidades que existen para un diseño. Para encontrar cuál de todas las alternativas de diseño es la óptima se debe conocer el costo total de cada una de ellas y buscar la más económica. El costo total de una alternativa es entonces la suma del costo de cada una de las tuberías que componen la serie. De este modo, a cada nodo se le va atribuir un nuevo valor que corresponde a un costo acumulado. La solución se establece entonces, al encontrar el nodo cuyo costo acumulado es el mínimo. Una vez encontrado el nodo de mínimo costo, se busca el nodo anterior o predecesor. El nodo predecesor va ser aquel nodo del pozo anterior que condujo a que la suma de los costos fuera mínima. La búsqueda se continúa hasta llegar al primer pozo. De esta forma traza un camino en el grafo que es el que representa la ruta más corta y por lo tanto el diseño óptimo, como lo propone Duque et al. (2016).

Además, en la Figura 6 se muestra la solución del grafo donde la suma acumulada de los costos fue mínima para el nodo 5 del pozo 2. Este nodo corresponde al segundo diámetro de la lista de diámetros comerciales disponibles y se encuentra ubicado en la segunda profundidad posible. En seguida, se busca el nodo predecesor, que según las restricciones debe tener un diámetro y una profundidad menores o iguales. Para el ejemplo, el nodo que llevó al camino de la ruta más corta fue el nodo 5 del pozo 1 el cual crea una cámara de caída con el nodo 2 del pozo 1 ; los cuales representan el primer diámetro disponible ubicado la segunda profundidad y el primer diámetro disponible ubicado la primera profundidad respectivamente. Finalmente, se busca el nodo predecesor, llegando al nodo 1 del pozo 0, que representa el primer diámetro disponible en la primera profundidad posible.



Figura 6.- Grafo y solución para dos tramos.

RESULTADOS

En esta sección se presentarán los resultados de diferentes diseños realizados bajo la metodología de optimización del problema de la ruta más corta planteado por Duque et al. (2016) modificada incluyendo pozos de caída. En todos los casos se analizan cuatro tipos de costos: los costos totales de la construcción, los costos de tuberías, los costos de excavación y costos de las cámaras, junto con el tiempo computacional.

Durante los diferentes escenarios planteados se realizan los diseños con dos materiales diferentes: concreto y PVC.

A continuación, se presentan los resultados del diseño óptimo de en series de 5 tramos en concreto (ks: 0.0003 m), con 100 m de longitud en cada tramo, variando el caudal desde 100 l/s por tramo hasta 150 l/s y la pendiente desde 3% hasta 10%. Se realizarán los diseños con precisión de 1 cm.

Pendiente del terreno (%)	Caudal por tramo (m3/s)	Costo Total (USD)	Costo Tuberías (USD)	Costo Excavación (USD)	Costo Cámaras (USD)	Tiempo Computacional (s)	Número de cámaras
	0.1	\$63,729	\$35,051	\$28,678	\$0	1756	0
	0.11	\$64,898	\$35,694	\$29,204	\$0	1804	0
2	0.12	\$65,545	\$36,050	\$29,495	\$0	1821	0
3	0.13	\$66,506	\$36,579	\$29,928	\$0	1835	0
	0.14	\$69,119	\$38,016	\$31,104	\$0	1846	0
	0.15	\$71,786	\$39,482	\$32,304	\$0	1845	0

Tabla 1. - Resultados para serie de 5 tramos con 3% de pendiente en el terreno.

Pendiente terreno (%)	Caudal por tramo (m3/s)	Costo Total (USD)	Costo tuberías (USD)	Costo excavación (USD)	Costo cámaras (USD)	Tiempo computacional (s)	Número de cámaras
	0.1	\$64,288	\$36,001	\$27,644	\$643	2478	1
	0.11	\$69,270	\$37,267	\$31,171	\$831	2594	1
7	0.12	\$74,585	\$39,306	\$34,309	\$970	2417	1
7	0.13	\$79,233	\$42,548	\$35,655	\$1,030	2601	1
	0.14	\$82,214	\$42,834	\$37,819	\$1,562	2632	1
	0.15	\$85,548	\$45,426	\$38,497	\$1,625	2635	1

Tabla 2. - Resultados para serie de 5 tramos con 7% de pendiente en el terreno.

Tabla 3.- Resultados para serie de 5 tramos con 10% de pendiente en el terreno.

Pendiente terreno (%)	Caudal por tramo (m3/s)	Costo Total (USD)	Costo tuberías (USD)	Costo excavación (USD)	Costo cámaras (USD)	Tiempo computacional (s)	Número de cámaras
	0.1	76.186	33.827	36.569	5.79	2841	3
	0.11	83.12	38.9	37.404	6.816	2749	3
10	0.12	91.559	43.582	40.286	7.691	2809	4
10	0.13	96.457	47.167	40.512	8.778	2608	4
	0.14	101.98	48.542	43.851	9.586	2704	4
	0.15	106.439	51.623	44.704	10.112	2598	4

En la Tabla 3 se observa que el diseño de redes de alcantarillado los costos de las tuberías son mucho mayores en comparación a los costos de excavación y costos de pozos de caída. Estos son el valor de mayor peso en los costos totales de construcción. Además, se observa que los costos de la tubería oscilan entre el 44% y el 56% del costo total, mientras que los costos de excavación oscilan entre el 40% y el 48% del costo total y finalmente el costo de los pozos se encuentra entre el 1% y el 10% del costo total.

Por otro lado, se evidencia la coherencia y validación de la nueva metodología ya que en las series en las que no se tienen cámaras de caída se obtiene los mismos resultados de la metodología original planteada por Duque et al, (2016). Así mismo, se evidencia una ampliación del campo de acción de la metodología permitiendo realizar diseños con pendientes mayores.

Los costos computacionales para la metodología modificada son significativamente mayores respecto a la metodología inicial. Este aumento en el tiempo computacional se debe a la creación de nuevos arcos dentro de los pozos, por lo que el algoritmo debe realizar la verificación de muchas más alternativas.

Ahora, se presentan los resultados del diseño óptimo de en series de 5 tramos en PVC (ks: 0.0000015m), con 100 m de longitud en cada tramo, variando el caudal desde 100 l/s por tramo hasta 150 l/s y la pendiente desde 20% hasta 30%. Se realizarán los diseños con precisión de 1 cm.

Pendiente terreno (%)	Caudal por tramo (m3/s)	(Costo Total (USD)	tu (Costo Iberías USD)	exc (Costo avación USD)	C cái (I	Costo maras USD)	Tiempo computacional (s)	Número de cámaras
	0.1	\$	53,237	\$	29,813	\$	22,892	\$	532	2478	1
20	0.11	\$	54,116	\$	29,114	\$	24,352	\$	649	2594	1
	0.12	\$	55,081	\$	29,028	\$	25,337	\$	716	2417	1
	0.13	\$	57,116	\$	30,671	\$	25,702	\$	743	2601	1
	0.14	\$	58,072	\$	30,256	\$	26,713	\$	1,103	2632	1

Tabla 4.- Resultados para serie de 5 tramos con 20% de pendiente en el terreno.

	0.15	\$	58,672	\$	31,155	\$	26,402	\$	1,115	2635	1
--	------	----	--------	----	--------	----	--------	----	-------	------	---

Pendiente terreno (%)	Caudal por tramo (m3/s)	(Costo Total (USD)	Costo tuberías (USD)		Costo excavación (USD)		Costo cámaras (USD)		Tiempo computacional (s)	Número de cámaras
	0.1	\$	52,999	\$	28,620	\$	23,320	\$	1,060	2745	2
25	0.11	\$	53,783	\$	27,053	\$	25,278	\$	1,452	2715	2
	0.12	\$	54,277	\$	26,596	\$	26,053	\$	1,628	2803	2
	0.13	\$	56,144	\$	28,521	\$	25,265	\$	2,358	2672	3
	0.14	\$	56,796	\$	29,250	\$	24,990	\$	2,556	2719	3
	0.15	\$	57,974	\$	30,204	\$	24,929	\$	2,841	2737	3

Tabla 5.- Resultados para serie de 5 tramos con 25% de pendiente en el terreno.

Tabla 6.- Resultados para serie de 5 tramos con 30% de pendiente en el terreno.

Pendiente terreno (%)	Caudal por tramo (m3/s)	Costo Total (USD)	Costo tuberías (USD)	Costo excavación (USD)	Costo cámaras (USD)	Tiempo computacional (s)	Número de cámaras
	0.1	61590	27346	29563	4681	2625	4
	0.11	66914	31316	30111	5487	2663	4
20	0.12	81992	39028	36077	6887	2701	4
50	0.13	90957	44478	38202	8277	2937	4
	0.14	109214	51986	46962	10266	3001	4
	0.15	124405	60337	52250	11819	2975	4

En las Tablas 4 a 6 se observa que el diseño de redes de alcantarillado los costos de las tuberías son mucho mayores en comparación a los costos de excavación y costos de pozos de caída. Son el valor de mayor peso en los costos totales de construcción. Lo anterior reiterando lo encontrado para los diseños de concreto. En la Figura 7 se puede evidenciar un perfil general que podría tener una serie de tuberías un una zona de alta pendiente luego de ser diseñado con la metodología propuesta.



Figura 7.- Perfil de cámaras de caída para 5 tramos

CONCLUSIONES

- La metodología de diseño planteada por Duque et al.(2016) y modificada para la creación de cámaras de caída cumple con el objetivo general, pues asegura el óptimo global desde el punto de vista económico, teniendo en cuenta cámaras de caída.
- El algoritmo de Bellman Ford que resuelve problemas de ruta más corta ayudan a solucionar problemas de tipo NP-duros.
- El uso del algoritmo de Bellman-Ford para etiquetar los nodos, permite establecer la ruta más corta mientras se genera el grafo que representa la serie de tuberías de un sistema de alcantarillado.
- Los grafos representan una red o serie de tuberías conformada por nodos y arcos, siendo los nodos una representación de pozos con combinación de diámetros y profundidades y los arcos representan, dependiendo su naturaleza, tuberías o profundidades de cámaras.
- Se evidencia que de los cuatro tipos de costos el de mayor influencia sobre los costos totales se da por costos de tuberías y el de menor influencia se da por costos de cámaras de caída. Sin embargo, sin la posibilidad de creación de las cámaras de caída el campo de acción de los diseños se reduce debido a las restricciones normativas.
- La máxima pendiente factible para una serie de tuberías depende del material. Al ser el concreto un material con una velocidad máxima más restrictiva que el PVC posee una pendiente máxima factible menor a la del PVC.
- Los costos computaciones de la metodología original son menores en comparación a aquellos de la metodología modificada. Lo anterior se debe a la creación de un nuevo tipo de arcos e incrementa el número de posibilidades de diseño factibles.
- En aquellos diseños donde la pendiente del terreno es considerablemente alta y el diseño es llevado a su límite (máxima profundidad y velocidad) las cámaras de caída obtenidas poseen la altura máxima posible: 5 metros. En los casos en que se observe esta tendencia se podría analizar la posibilidad de fabricar cámaras estándares con el fin de reducir aún más el costo.

BIBLIOGRAFIA

Duque, N., **Duque**, D., & Saldarriaga, J. (2016). A new methodology for the optimal design of series of pipes in sewer systems. *Journal of Hydroinformatics*.

Maurer, Scheidegger, & Herlyn. (12 de septiembre de 2012). Quantifying costs and lengths of urban drainage systems with a simple static sewer. Dubendorf, Suiza: Taylor & Francis.

Peinado, C. (2014). Uso del programa CIE-AGUA para el diseño optimizado de redes de drenaje urbano. Redes patrón para Colombia. *Tesis de maestria*. Colombia: Universidad de los Andes.

Ahuja, R. K., Magnanti, T. L. and Orlin, J. B. (1993) Network Flows: Theory, Algorithms, and Applications, New Jersey: Prentice-Hall.

Butler, D. and Davies, J. W. (2010) Urban Drainage, 3rd Edition ed., Abingdon, UK.

Holland, M. (1966) Computer models of wastewater collection systems. in *Master thesis, Harvard University*, Cambridge, Massachusetts, USA.

Elimam, A. A., Charalambous, C. and Ghobrial, F. H. (1989) Optimum design of large sewer networks. *Journal of Environmental Engineering*, *115*(6), pp. 1171-1190.

Haghighi, A. and Bakhshipour, A. E. (2012) Optimization of Sewer Networks Using an Adaptive Genetic Algorithm. *Water Resources Management, 26*(12), pp. 3441-3456, doi: 10.1007/s11269-012-0084-3.

Haghighi, A. and Bakhshipour, A. E. (2015) Deterministic Integrated Optimization Model for Sewage Collection Networks Using Tabu Search. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 141(1), pp. 04014045, doi: Artn 04014045

Cimorelli, L., Cozzolino, L., Covelli, C., Mucherino, C., Palumbo, A. and Pianese, D. (2013) Optimal Design of Rural Drainage Networks. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, *139*(2), pp. 137-144, doi: 10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0000526.

Cisty, M. (2010) Hybrid Genetic Algorithm and Linear Programming Method for Least-Cost Design of Water Distribution Systems. *Water Resources Management, 24*(1), pp. 1-24, doi: 10.1007/s11269-009-9434-1.

Cozzolino, L., Cimorelli, L., Covelli, C., Mucherino, C. and Pianese, D. (2015) An Innovative Approach for Drainage Network Sizing. *Water*, 7(2), doi: 10.3390/w7020546.

Hassan, W. H., Jassem, M. H. and Mohammed, S. S. (2018) A GA-HP Model for the Optimal Design of Sewer Networks. *Water Resources Management*, *32*(3), pp. 865-879, doi: 10.1007/s11269-017-1843-y.

Moeini, R. and Afshar, M. H. (2012) Layout and size optimization of sanitary sewer network using intelligent ants. *Advances in Engineering Software, 51*, pp. 49-62, doi: https://doi.org/10.1016/j.advengsoft.2012.05.003.

Moeini, R. and Afshar, M. H. (2017) Arc Based Ant Colony Optimization Algorithm for optimal design of gravitational sewer networks. *Ain Shams Engineering Journal*, 8(2), pp. 207-223, doi: https://doi.org/10.1016/j.asej.2016.03.003.

Pan, T.-C. and Kao, J.-J. (2009) GA-QP Model to Optimize Sewer System Design. *Journal of Environmental Engineering*, 135(1), pp. 17-24, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9372(2009)135:1(17).

ESTUDO COMPARATIVO DE ALTERNATIVA EM CONCRETO ARMADO E EM GABIÃO PARA PROJETO DE VERTEDOURO

Eduardo de Assis Cabral, Giovana Batista Andreis, Ricardo Magno Priester

E.A.C Consultoria, República Argentina, 2403 – CJ 76 – Curitiba – Brasil eduardo@consultoriaeac.com.br, giovana@consultoriaeac.com.br, ricardo@consultoriaeac.com.br

RESUMO:

O uso de gabião em obras de infraestrutura tem se tornado recorrente ultimamente, seja como objeto de contenção, como também em obras hidráulicas, por exemplo, revestimento de canais e proteção de margens. Características como flexibilidade, simplicidade de execução, baixo custo, sustentabilidade, entre outras, são seus grandes atrativos de engenharia. A partir disso, tendo como estudo de caso um projeto de macrodrenagem e controle de cheias, elaborado em um trecho do rio Cambuí, no município de Campo Largo, realizou-se um estudo comparativo entre duas soluções de vertedouro, uma delas convencionalmente em concreto armado e outra com a utilização do gabião. Além de mostrar as características de projeto e alguns detalhes construtivos, foram comparadas as vantagens e desvantagens dos modelos conforme critérios quantitativos e qualitativos delineados, chegando-se, por fim, no modelo de melhor desempenho, o gabião.

ABSTRACT:

The use of gabion in infrastructure works has become recurrent lately, as an object of containment, as well as in hydraulic works, for example, lining of canals and protection of margins. Features as flexibility, simplicity of execution, low cost, sustainability, among others, are its great engineering attractions. Considering this, based on a case study concerning a macro drainage and flood control project, held in a stretch of the Cambuí river, in the municipality of Campo Largo, a comparative study was carried out between two spillway solutions, one in reinforced concrete (conventional) and another with the use of the gabion. Besides showing the design characteristics and some constructive details, the advantages and disadvantages of the models were compared regarding the respective quantitative and qualitative indicators delineated, finally reaching the best performance model, the gabion.

PALAVRAS CHAVE: Gabião; concreto; vertedouro.

INTRODUÇÃO E OBJETIVOS

Conforme publicação da Revista Téchne (Loturco, 2006), a aplicação de gabiões é uma das soluções de engenharia mais antigas para problemas de infraestrutura, como a necessidade de contenções.

Basicamente, o gabião é um muro de gravidade flexível constituído de elementos metálicos feitos com telas de malha hexagonal de dupla torção, preenchidos com pedras que podem ser seixos rolados, pedras basálticas e granito (Barros, 2008).

Sua aplicação tem se diversificado cada vez mais, encontrando aceitação em outros ramos, como em obras hidráulicas, nas quais são empregados para construção de canais, proteção de margens e revestimento de fundos (Loturco, 2006).

Ainda segundo Barros (2008), a preferência pelo uso dos gabiões se dá principalmente devido ao fato de possuir características como flexibilidade, sustentação por gravidade, simplicidade de execução, menor custo, durabilidade, permeabilidade, versatilidade, entre outros.

De posse das informações mencionadas, pensou-se a utilização do gabião na estrutura do vertedouro. Isto porque, além das vantagens já expostas e conforme apontado por Maccaferri (2016), em termos de sustentabilidade, o uso do gabião, ao permitir a hospedagem de plantas e árvores, faz com que a natureza trabalhe em sinergia com as estruturas feitas pelo homem, que é a engenharia ambiental do futuro, além de ser possível empregar materiais beneficiados em seu preenchimento.

Portanto, o presente artigo teve como objetivos apresentar a remodelagem de um vertedouro projetado convencionalmente em concreto armado, para a estrutura de gabião e realizar um estudo comparativo de ambas as soluções conforme aspectos qualitativos e quantitativos. Foi utilizado, como estudo de caso, o projeto de macrodrenagem e contenção de cheias desenvolvido pela E.A.C Consultoria Ltda., em um dos trechos do Rio Cambuí, localizado no município de Campo Largo – Paraná – Brasil.

REFERENCIAL TEÓRICO

Ao se tratar de obras hidráulicas, uma medida estrutural comum no controle de cheias em meios urbanos é a criação de bacias de detenção (Canholi, 2005). Tal solução caracteriza-se por uma área seca durante estiagens, onde, na ocorrência de cheias, é armazenado certo volume de águas superficiais, aumentando, portanto, o tempo de percurso da onda de cheia e reduzindo os picos de vazão a jusante. Além disso, segundo Canholi (2005) tais áreas, podem ser combinadas com parques públicos, como ocorre no Pan-Pacific Park em Beverly Hills e também no Parque Barigui em Curitiba (SUDERHSA, 2002).

Conforme mostra a pesquisa de Armelin (2011), a detenção do escoamento pode ser in-line (na linha de escoamento do canal) ou off-line (fora da linha de escoamento do canal) e geralmente é obtida através de um dispositivo de vertedouro na região selecionada.

Nesta pesquisa, o projeto utilizado como estudo de caso possui um vertedouro, o qual foi dimensionado conforme os passos a seguir.

Dimensionamento do Vertedouro de Soleira Livre

Nos vertedouros baixos, a distribuição de pressões ao longo da crista tem papel fundamental, pois influencia o critério de definição do perfil do vertedouro. Para um vertedouro de jato livre, o dimensionamento da sua capacidade de vazão está ligado diretamente ao coeficiente de descarga que, por sua vez, está intimamente ligado às pressões nas imediações da crista.

De acordo com Tullis (2007), os vertedouros são normalmente projetados para condições de escoamento livre, na qual a superfície livre da água, a jusante, permanece abaixo da crista. Sob essas condições, a relação entre a carga e a vazão do vertedouro é governada principalmente pela geometria deste e pelas condições do escoamento no canal. Ao atingir uma cota superior a elevação da crista, o vertedouro fica submerso, sendo necessária uma maior carga de montante para a

passagem do fluxo de escoamento, para uma dada vazão, se comparado às condições de escoamento livre.

Desta forma, o coeficiente de descarga de um vertedouro livre pode ser obtido através da curva demonstrada na Figura 1, na qual, de acordo com a variação da proporção entre a cota de reservação (profundidade de montante P) e a altura de escoamento livre (Ho), é possível obter o coeficiente de descarga.



Figura 1.- Variação do coeficiente de descarga com a profundidade de montante – **Em unidades inglesas – para o Sistema Internacional, multiplicar o coeficiente por 0,552

No eixo ortogonal estão demonstrados os coeficientes de descarga, que variam em função da relação P/Ho, presente no eixo das abscissas.

Assim, ao definir-se o coeficiente de descarga, a capacidade de vazão do vertedouro livre pode ser calculada através da Equação [1] abaixo descrita.

$$Q = C_0 \times L \times H_0^{3/2}$$
[1]

Em que "Q" é capacidade de vazão do vertedouro livre, "Co" é coeficiente de descarga, "L" é comprimento da soleira e "Ho" é altura livre para descarga.

Dimensionamento do Vertedouro Afogado

O dimensionamento do vertedouro afogado se deu através da equação de Manning, abaixo indicada.

$$Q = A \times R^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}} \times 1/n$$
[2]

Sendo "Q" a capacidade de vazão do vertedouro afogado, "A" a área da seção do tubo, "R" o raio Hidráulico, "S" a declividade (m/m) e "n" o coeficiente de rugosidade do material empregado.

METODOLOGIA

O projeto de macrodrenagem e contenção de cheias, fornecido pela empresa, propôs a regularização do canal existente e de suas interferências com o meio urbano, a fim de sanar os problemas com alagamentos da região. Na Figura 2, é apresentada a situação atual da canalização no segmento em estudo.



Figura 2.- Situação da canalização atual do rio Cambuí

O trabalho apresentado pela E.A.C Consultoria a prefeitura de Campo Largo subdividiu o segmento do rio Cambuí que cruza a cidade em 4 novos trechos, sendo que foi utilizado, para a modelagem sugerida nesta pesquisa, um dispositivo indicado no segundo trecho.

O dispositivo projetado em questão possui basicamente três elementos: o canal, a bacia de detenção e o vertedouro.

O canal foi dimensionado para suportar a contribuição da bacia do rio Cambuí, a qual teve sua vazão de projeto determinada pelo método do hidrograma unitário triangular. Já a bacia de detenção foi projetada conforme o método de Baker e considerou o tempo de retorno (TR) de 25 anos. Por sua vez, o vertedouro foi calculado para trabalhar de duas maneiras: na fase afogada e como dispositivo de soleira livre. Desta forma, na fase afogada, deve suportar vazão de 6,18 m³/s, correspondente ao tempo de retorno de 5 anos, e, na sua segunda fase, é capaz de completar a vazão de TR=25 anos. Na Figura 3, é possível observar os dispositivos dimensionados.



Figura 3.- Elementos do dispositivo de controle de cheias no trecho 2 do rio Cambuí

Assim, o funcionamento do sistema se dá da seguinte maneira. O canal, em sua altura menor, conduz o volume de chuvas de TR de até 5 anos. As chuvas excedentes serão transbordadas lateralmente e serão armazenadas na bacia de detenção. O vertedouro, nesta fase, funcionará afogado. Caso a bacia de detenção atinja sua capacidade máxima, o canal extravasará o volume excedente pelo vertedouro livre.

Além disso, em termos construtivos, os materiais indicados no projeto original para estes elementos são concreto armado moldado in-loco para a estrutura do vertedouro, sua base e na bacia de detenção, e concreto pré-moldado para o revestimento do canal. É exibido, na Figura 4 a seguir, um corte esquemático da estrutura convencional.



Figura 4.- Dimensão do vertedouro projetado em concreto armado

Tendo em vista a situação apresentada, o primeiro passo foi a substituição de toda a estrutura do vertedouro, ora em concreto armado, por gabião caixa e a sua base por gabião tipo colchão, de maneira a atender ainda às necessidades hidráulicas do projeto. Ademais, foram criados novos cronograma e orçamento para o vertedouro em gabião.

Com a remodelagem pronta, foi possível estabelecer comparações entre as duas soluções, seguindo parâmetros qualitativos e quantitativos. Dentre os critérios de qualidade avaliados, foram definidos a harmoniosidade dos elementos com o ambiente, facilidade construtiva e a facilidade de manutenção/limpeza. Já para os critérios de quantidade ficaram estabelecidos os parâmetros de tempo e custo.

Diante disto, atribuíram-se as notas 1, 2 e 3 para cada um dos fatores em cada modelo, sendo que a nota 1 indica baixo desempenho ou pior em relação ao outro modelo, a nota 2 aponta um desempenho mediano, ou seja, traduz a igualdade de resultados e a nota 3 significa um bom desempenho inclusive melhor que o outro modelo. Terminantemente, considerou-se a melhor alternativa aquela que obteve a maior quantidade de resultados favoráveis nos critérios qualiquantitativos.

RESULTADOS E DISCUSSÕES

São apresentados os principais resultados da análise feita, iniciando-se com o ajuste do vertedouro para gabião, de maneira a garantir a funcionalidade hidráulica do dispositivo.

O vertedouro em soleira livre propriamente dito foi de simples adaptação, pois seu funcionamento tem relação com a altura de reservação, altura de descarga e o comprimento da soleira, ou seja, as demais propriedades do material não interferem no comportamento hidráulico do dispositivo, limitando a adaptação dessa parte do dispositivo à exequibilidade construtiva em gabião.

Em seguida, a análise passou para a parte afogada do vertedouro, que inicialmente foi projetada em seções retangulares, com dimensões especiais. Essa parte do dispositivo sofreu

maiores alterações, uma vez que as modulações comercias de gabião não se encaixariam na geometria original das células projetadas. Desta forma, optou-se por manter as células afogadas em concreto armado, adequando-as ao restante da estrutura, que compreende as paredes laterais, o fundo do dispositivo e a soleira do vertedouro livre, a serem executados em gabião. A adaptação das células afogadas exigiu uma inclinação longitudinal maior para o vertedouro. Assim, utilizando os métodos de dimensionamento hidráulico demonstrados anteriormente, as células foram geometricamente adequadas, mantendo a mesma capacidade de vazão do projeto inicial. Na Figura 5, é possível comparar ambas as soluções.



Figura 5.- Comparação de soluções para o vertedouro afogado

Sendo garantida a equidade do funcionamento hidráulico do dispositivo, passou-se para adaptações dos demais elementos. Nas paredes laterais foram indicados gabiões caixa, projetados com uma inclinação de 6º em modulação escalonada, atendendo a um requisito construtivo dos gabiões caixa em seções trapezoidais, a fim de garantir a estabilidade do sistema. Para o fundo do dispositivo, foi utilizado gabião colchão, com espessura de 30 centímetros e, na soleira, foram projetadas modulações em gabião caixa, ajustadas para acomodar as células em concreto armado entre seus módulos. Nas fundações, para o assentamento do dispositivo, foi mantida a mesma espessura de rachão em ambos os modelos.

Ainda, para assegurar a estabilidade do dispositivo como um todo, foram projetados contrafortes em gabião caixa, que visam travar toda a estrutura, impedindo deslocamentos dentro do canal, e com funcionalidade similar às estacas do vertedouro em concreto armado. Por fim, seguindo recomendações de fabricantes, foram indicadas mantas bidim na interface dos gabiões com o solo, para melhor conservação do material. Na Figura 6, pode-se observar o layout final do vertedouro adaptado.


Figura 6.- Concepção do vertedouro projetado com gabião

Desta forma, as soluções de concreto armado e gabião são igualmente eficazes hidráulica e construtivamente, sendo possível dar início ao estudo comparativo de ambas os modelos.

Em relação ao estudo qualitativo realizado, seguem relacionadas as principais considerações, bem como as notas dadas a cada parâmetro analisado.

Harmoniosidade

Neste critério, buscou-se avaliar a integração das estruturas projetadas com o meio onde estão. É importante destacar que o rio Cambuí está inserido não só em um cenário urbano, mas em regiões verdes também. Particularmente, o ponto de estudo está em uma área em frente à prefeitura do município, área esta que possui vegetação rasteira e árvores e que também receberá uma ciclovia, conforme exibido na Figura 3 já citada.

Esteticamente, o gabião, por ter sua estrutura de pedra exposta, associa-se facilmente com a natureza, permitindo inclusive o crescimento de plantas em sua face, diferente do concreto. Destaca-se também que o crescimento de vegetação no gabião é um aspecto positivo não só no sentido da harmoniosidade com o ambiente, como na impermeabilidade da estrutura, que, por ser feita de pedras de grande granulometria, conta com espaços vazios por onde a água pode percolar. Com o crescimento vegetal na superfície, as raízes e folhas contribuem para a estanqueidade da estrutura, assegurando ainda mais seu funcionamento como vertedouro.

Portanto, atribuíram-se as notas 1 e 3 para o vertedouro em concreto e em gabião, respectivamente.

Facilidade Construtiva

Neste aspecto, é importante ressaltar que os elementos em concreto moldado in-loco necessitam de cura de pelo menos 7 dias para desforma. Além disso, neste caso, seria preciso fazer um desvio temporário do canal, a fim de abrir margem para operação e execução de formas e concretagem. Já a estrutura em gabião pode ser montada no canteiro de obras e, então, ser transportada para o local de implantação. Também, não há a necessidade de espera para liberação do fluxo de água, já que o gabião não depende de reações químicas para ganhar resistência, ou seja, funciona por gravidade, dá suporte através de seu peso próprio.

Ainda, deve-se considerar que a execução do concreto armado exige mão-de-obra especializada, visto que precisa passar por controle tecnológico e atender requisitos mínimos da norma. As estruturas em gabião, por sua vez, são montadas através de dobra e amarrações de telas e justaposição de blocos de pedras, assim, não dispensa o emprego de mão-de-obra especializada, porém tem o processo de execução mais simplificado e ágil.

Outra consideração importante que diz respeito à facilidade construtiva é a questão climática. Em alguns métodos de construção, a chuva, por exemplo, é um fator impeditivo. A conveniência do vertedouro executado com gabião é a possibilidade de ser montado em locais úmidos e molhados, sendo que a chuva pode atrapalhar o processo construtivo, mas não impedir como ocorre em uma concretagem.

Por fim, foram indicadas as notas 1 e 3 para o modelo de concreto e gabião, respectivamente, tendo em vista as vantagens que o gabião oferece neste quesito.

Facilidade de Manutenção

Como na estrutura do vertedouro pode ocorrer a retenção de objetos, faz-se necessária a limpeza do dispositivo com determinada frequência. Além disso, dada a necessidade do funcionamento pleno do vertedouro afogado, para que o sistema esteja equilibrado, é fundamental que não haja objetos obstruindo a passagem do fluxo de água através dos módulos.

Sabendo que a superfície do gabião é mais rugosa e porosa, a raspagem para retirada de materiais retidos torna-se mais trabalhosa em relação ao concreto, que, por sua vez, tem a superfície acabada lisa. Assim, foram conferidas as notas 3, para o concreto armado, e 1, para o gabião neste parâmetro.

Custo

Os orçamentos de ambas as soluções foram equalizados e seguem estão apresentados, resumidamente, na Tabela 1. É importante destacar que o orçamento teve como base as tabelas de custos da SINAPI (2017). O item "COMP 01" diz respeito a montagem de uma composição para concreto usinado com fck=30Mpa, com lançamento e adensamento, cujos subitens considerados foram os seguintes: pedreiro (Cód: 88309), servente (Cód: 88316), carpinteiro de formas (Cód: 88262), concreto usinado bombeável, classe de resistência C30 (Cód: 1525), vibrador de imersão (Cód: 90586) e vibrador de imersão (Cód: 90587).

		ΤΟΤΑΙ	TOTAL
CÓDIGO	ITEM	GABIÃO	CONCRETO
92744	M uro de gabião, enchimento com pedra de mão tipo rachão	R\$ 56.993,83	-
92757	Proteção superficial de canal em gabião tipo colchão, altura de 30 centímetros	R\$ 28.704,28	-
COMP 01	Concreto usinado	R\$ 1.848,00	R\$ 64.063,90
92915	Armação de fundações e estruturas de concreto armado, utilizando aço ca-60 de 5.0 mm	R\$ 6.652,47	R\$ 275,86
92419	Montagem e desmontagem de fôrma de pilares retangulares e estruturas similares	R\$ 2.361,04	R\$ 42.219,31
73817/002	Embasamento de material granular - rachão	R\$ 29.414,82	R\$ 16.731,84
83665	Fornecimento e instalação de manta bidim	R\$ 1.791,43	-
74151/1	Escavação e carga material 1a categoria	R\$ 1.466,04	R\$ 2.270,65
93381	Reaterro mecanizado de vala	R\$ 4.587,42	R\$ 3.549,36
92916	Armação de fundações e estruturas de concreto armado, utilizando aço ca-50 de 6.3 mm	-	R\$ 8.210,40
92917	Armação de fundações e estruturas de concreto armado, utilizando aço ca-50 de 8.0 mm	-	R\$ 7.806,23
92919	Armação de fundações e estruturas de concreto armado, utilizando aço ca-50 de 10.0 mm	-	R\$ 37.961,00
92921	Armação de fundações e estruturas de concreto armado, utilizando aço ca-50 de 12.5 mm	-	R\$ 6.351,54
92922	Armação de fundações e estruturas de concreto armado, utilizando aço ca-50 de 16.0 mm	-	R\$ 2.887,08
92923	Armação de fundações e estruturas de concreto armado, utilizando aço ca-50 de 20.0 mm	-	R\$ 5.528,05
73698	Enrocamento manual, com arrumacao do material	-	R\$ 1.017,81
83679	Tubo pvc d=2 com material drenante para dreno/barbaca	-	R\$ 60,96
85179	Plantio de grama sao carlos em leivas	R\$ 514,84	R\$ 514,84
73890/1	Ensecadeira de madeira com parede simples	-	R\$ 2.998,50
	TOTAL	R\$ 134.334,16	R\$ 202.447,33

Tabela 1.- Tabela de equalização de orçamentos

Nota-se que o modelo projetado em concreto armado teve o orçamento final estimado em R\$ 202.447,33 e o vertedouro de gabião em R\$ 134.334,16. A diferença entre os custos dos modelos foi de R\$ 68.113,17, que equivale a 33,6%. Dada a diferença significativa de custo, as notas atribuídas foram 1 e 3 para o concreto armado e gabião, respectivamente.

Tempo

Inicialmente, foram estabelecidas algumas premissas na estimativa do tempo de construção dos modelos, para simplificação da análise. Uma delas é que os serviços foram ligados com vínculos término-a-início (TI), ou seja, uma tarefa B, subsequente de uma A, só pode iniciar com o término da A, isto possibilitou a simples soma dos dias de cada etapa. Também, foi considerada mão-de-obra unitária, conforme composições da tabela SINAPI (2017). Assim, o cronograma sugerido para a obra do vertedouro de concreto aponta a necessidade de 270 dias, já para a estrutura em gabião, 218 dias. Portanto, conferiram-se as notas 1 e 3 para o vertedouro em concreto e gabião respectivamente, já que o dispositivo em gabião permite a conclusão da obra 52 dias antes que em concreto armado, ou seja, com redução do tempo próxima de 20%.

Por fim, na Tabela 2, apresentam-se as notas dadas a cada tipo de dispositivo.

Tabela 2 Resumo das notas atribuídas aos modelos			
PARÂMETRO	Vertedouro em concreto	Vertedouro em gabião	
Harmoniosidade	1	3	
Facilidade construtiva	1	3	
Facilidade de manutenção	3	1	
Custo	1	3	
Tempo	1	3	

Através da análise feita, pode-se definir simplificadamente que o modelo que alcançou melhor desempenho nos critérios estabelecidos foi o dispositivo em gabião, tendo em vista que, dos cinco fatores avaliados, o gabião obteve melhor resultado em quatro deles e o concreto armado apenas em um. Além dos parâmetros sugeridos, o gabião tem como outro grande diferencial a possibilidade de aproveitamento de materiais beneficiados para seu preenchimento. Materiais como escórias de alto forno, resíduos de construção civil e materiais de demolição, desde que esses não apresentem características friáveis (degradação devido à exposição ao tempo), podem ser empregados nos gabiões, podendo inclusive baratear a obra. O concreto também pode receber materiais reaproveitados, porém exige água em sua dosagem, o que o torna ambientalmente menos favorável.

É importante destacar também que, apesar de a maioria dos resultados terem sido positivos para o gabião, os pesos e relevância dos critérios podem ainda variar conforme as prioridades postas em cada situação, estudo ou projeto.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Através das etapas propostas neste trabalho, foi possível observar os detalhes construtivos de um vertedouro em gabião e compará-la a um modelo semelhante em concreto, conforme parâmetros qualitativos e quantitativos.

A remodelagem do dispositivo atendeu igualmente aos critérios hidráulicos anteriores, passando apenas por alguns ajustes estruturais e o comparativo dos modelos mostrou que o gabião tem desempenho melhor que o concreto neste caso.

Fica sugerida para pesquisas futuras a análise comparativa entre o concreto armado e o gabião utilizando outros tipos de obras hidráulicas, também, usando outros critérios, como a sustentabilidade e durabilidade, inclusive atribuindo aos critérios pesos diferentes.

REFERÊNCIAS

Armelin, L.F. (2011) "Estudo do comportamento dos resíduos sólidos veiculados pelos rios urbanos junto aos vertedores de entrada de reservatórios de controle de cheias". Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Brasil. Tese de doutorado, 140 p.

Barros, P. L. A. (2008) *Manual técnico de obras de contenção*. Maccaferri do Brasil, São Paulo, Brasil. Disponível em: ">https://www.maccaferri.com/br/documentos/manual-tecnico/>. Acesso em: 19 fev.2018

Canholi, A.L. (2005) Drenagem urbana e controle de enchentes. Oficina de Textos, São Paulo, Brasil.

Loturco, B. (2006) "Gabiões". Revista Téchne, Brasil. ed. 108. Disponível em: http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/108/artigo287069-1.aspx. Acesso em: 20 fev.2018

MACCAFERRI (2016) "O sucesso duradouro do Gabião da Maccaferri". Maccaferri, América Latina, Brasil. Disponível em: https://www.maccaferri.com/br/o-sucesso-duradouro-gabiao-da-maccaferri/. Acesso em: 20 fev.2018.

SINAPI (2017) "Custo de composições – Sintético – Data de preço 01/12/2017". Caixa Econômica Federal, Brasil. Disponível em: < http://www.caixa.gov.br/site/Paginas/downloads.aspx#categoria_655>. Acesso em: 26 fev.2018.

SUDERHSA (2012) *Plano diretor de drenagem para a bacia do rio Iguaçu na região metropolitana de Curitiba*, Paraná, Brasil. Vol. 4, Tomo 4.9.

Tullis, B. P.; Young, J. C.; Chandler, M. A. (2007) "Head-Discharge Relationships for Submerged Labyrinth Weirs." Journal of Hydraulic Engineering, v.133(3), p.248-254.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

PROPUESTA DE REHABILITACIÓN AL SISTEMA ELECTROMECÁNICO DE LA PLANTA DESALINIZADORA LITIBÚ

Humberto Ramírez Rivera^a, Raúl González Avilés^b, Rodrigo Ulices Sántos Tellez^c, José Manuel Rodríguez Varela^d, Hugo Iván Vera Benitez^e

^{a, c, d} Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Paseo Cuauhnáhuac 8532, Col. Progreso, Jiutepec, Morelos, México. ^{b,e} Apoyo Institucional, Paseo Cuauhnáhuac 8532, Col. Progreso, Jiutepec, Morelos, México. ^ahumberto_ramirez@tlaloc.imta.mx, ^brga.aviles@gmail.com, ^crodrigo_santos@tlaloc.imta.mx, ^dmanuel_rodriguez@tlaloc.imta.mx, ^ehurme_@hotmail.com

RESUMEN:

El Proyecto Turístico Integral (PTI) Litibú, del Centro Integralmente Planeado (CIP) Nayarit, nace en el año 2010 para los pueblos de la región y se ubica a 2 km al norte de Punta Mita, en el municipio de Bahía de Banderas. Contempla la conservación del medio ambiente y el suministro agua potable al desarrollo turístico. . Se construyó una planta desalinizadora por osmosis inversa la cual suministrará agua potable al complejo hotelero a través de un tanque elevado, esta planta es alimentada por rebombeo desde un cárcamo de agua de mar y una toma marina.

Las condiciones actuales de las instalaciones, tanto el Cárcamo de Agua de Mar como la Planta Desalinizadora, están disminuidas debido a la falta de mantenimiento preventivo, sólo se ejecuta el mantenimiento correctivo; en el cárcamo de agua de mar de las cuatro bombas instaladas, sólo funcionan dos y éstas con baja eficiencia, lo mismo sucede en la planta desalinizadora, baja eficiencia de motores, por lo que es necesario cambio de equipos en ambas; requieren mejorar la instalación eléctrica los dos Centros de Control de Motores (CCM). En general, el rendimiento de la Planta Desalinizadora es de apenas de 50 lps, con las propuestas de rehabilitación, se espera mejorar la eficiencia electromecánica, eléctrica e hidráulica y pasar de 50 lps a 100 lps.

ABSTRACT:

The Integrated Tourism Project (ITP) Litibú, from the Integrally Planned Center (IPC) Nayarit, was born in 2010 for the towns of the region and is located 2 km north of Punta Mita, in the municipality of Bahía de Banderas. It contemplates the conservation of the environment and the supply of potable water to tourism development. A reverse osmosis desalination plant was built which will supply drinking water to the hotel complex through an elevated tank, this plant is fed by pumping from a seawater tank and a marine intake.

The current conditions of the installations, both the Seawater Tank and the Desalination Plant, are diminished due to the lack of preventive maintenance, only corrective maintenance is executed; in the seawater tank of the four pumps installed, only two work and these with low efficiency, the same happens in the desalination plant, low efficiency of engines, so it is necessary to change equipment in both; The two Motor Control Centers (MCC) need to improve the electrical installation. In general, the performance of the Desalination Plant is 50 lps , with the rehabilitation proposals, it is expected to improve electromechanical, electrical and hydraulic efficiency and go from 50 lps to 100 lps.

PALABRAS CLAVE: planta desalinizadora; eficiencia electromecánica; sistema eléctrico.

INTRODUCCIÓN

El Proyecto Turístico Integral (PTI) Litibú, del Centro Integralmente Planeado (CIP) Nayarit, nace en el año 2010 para los pueblos de la región y se ubica a 2 km al norte de Punta Mita, en el municipio de Bahía de Banderas (Figura 1).

Se llevó a cabo el estudio electromecánico del cárcamo y planta desalinizadora Litibú, mediante el levantamiento físico para determinar las condiciones de operación electromecánico de las bombas del Cárcamo de Agua de Mar (CAM) y de la Planta Desalinizadora (PD), así como de la operación de las instalaciones eléctricas, para hacer las propuestas de rehabilitación, de tal manera que el bombeo funcione al 100% y pasar de una purificación de agua de mar de 50 lps a 100 lps.

La desalinización del agua de mar se realiza por ósmosis inversa a través de cuatro bancos de membranas independiente y transformarla en agua potable.

Como resultado del estudio, se observó que las condiciones actuales de las instalaciones, tanto el CAM como la PD, se han visto disminuidas debido a la falta de mantenimiento preventivo, ya que sólo se ejecuta el mantenimiento correctivo; por ejemplo, en el CAM de las cuatro bombas instaladas, sólo están funcionado dos y trabajan con baja eficiencia, lo mismo sucede en la PD, baja eficiencia de motores, por lo que es necesario cambio de equipos en ambas; lo que corresponde a las instalaciones de los Centros de Control de Motores (CCM), en ambas requieren mejorar su instalación eléctrica.



Figura 1.- Proyecto Turístico Integral (PTI) Litibú.

INFRAESTRUCTURA DE LA PLANTA DESALINIZADORA

Los equipos en el CAM utilizados en el levantamiento físico para bombear el agua a la planta son: equipo de bombeo 1 "BOCA-01", equipo de bombeo 2 "BOCA-02" y el CCM; mientras que los equipos en la PD usados en el proceso son: Bomba de trasferencia de agua de mar "BVPD-01", Bomba de trasferencia de agua de mar 2 "BVPD-02", Bomba de trasferencia de agua mar "BVPD-110", Bomba de retrolavado -01 "BRPD-01", Bomba de limpieza "BLPD-104", Bomba de alta presión "BAPD-102", Bomba de alta presión "BAPD-102", Bomba de alta presión "BAPD-104", bombas para llenado de tanque de almacenamiento, CCM y CCM 2.

Se llevaron a cabo mediciones en los equipos de bombeo para obtener la eficiencia electromecánica, así como un diagnóstico de las instalaciones eléctricas.

Con base en la Norma Mexicana NOM-006-ENER-2015 se tomaron en cuenta los valores mínimos de las eficiencias electromecánicas en los equipos de bombeo vertical, para los equipos de bombeo horizontal se usó el manual NEMA MG1.

EFICIENCIA ELECTROMECÁNICA BOMBA-MOTOR

Se efectuaron tres pruebas a cada equipo de bombeo para obtener la eficiencia electromecánica promedio del conjunto bomba-motor (Figura 2). Algunos de los datos obtenidos para los equipos en el Cárcamo de Agua de Mar son los siguientes (Tabla 1).

 Tabla 1.- Eficiencia electromecánica promedio del conjunto bomba-motor en los equipos del Cárcamo de Agua de Mar

Nombre del equipo	Tipo de motor	Potencia (HP)	Eficiencia electromecánica promedio (%)
Bomba # 1	Vertical	50	39.59
Bomba # 2	Sumergible	20	12.05



Figura 2.- Equipos de bombeo en el CAM

Derivado de los resultados obtenidos, ninguna de las dos bombas cumplen con la eficiencia mínima requerida con base en la norma NOM-006-ENER-2015, por lo que será necesaria su rehabilitación. Se debe tomar en cuenta que el diseño del CAM es para cuatro bombas y una de reserva; actualmente solo están en operación dos bombas.

En relación con la PD, también se efectuaron tres pruebas a cada equipo para obtener la eficiencia electromecánica promedio del conjunto bomba-motor (**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**Figura 3, Figura 4). Algunos de los datos obtenidos para los equipos de bombeo en la PD se muestran en la Tabla 2.



Figura 3.- Bombas de transferencia BVPD-01 y BVPD-02



Figura 4.- Bomba de retrolavado BRPD-01

Para la PD y también tomando como base la norma NOM-006-ENER-2015 y la NEMA MG1, solamente la bomba de alta presión "BAPD-102" cumple con la eficiencia mínima requerida, por tanto, será necesario rehabilitar el resto de los equipos. Con excepción de las bombas de alta presión, las otras bombas se han puesto en operación con bombas habilitadas, pero que están fuera

de las condiciones de diseño, asimismo, debería de haber cuatro bombas de transferencia pero solo operan tres, además debería de existir una bomba de reserva.

	1 1			
Planta Desalinizadora				
Nombre del equipo	Tipo de motor	Potencia (HP)	Eficiencia electromecánica promedio (%)	
Bomba de trasferencia "BVPD-01"	Vertical motor exterior	40	53.39	
Bomba de trasferencia "BVPD-02"	Vertical motor exterior	40	44.55	
Bomba de trasferencia "BVPD-110"	Vertical motor exterior	20	66.05	
Bomba de retrolavado "BRPD-01"	Horizontal	20	69.78 motor 76.07 bomba	

Horizontal

Horizontal

Horizontal

25

200

200

66.43 motor

15.71 bomba 72.24 motor

65.84 bomba 71.42 motor

63.77 bomba

Tabla 2.- Eficiencia electromecánica promedio del conjunto bomba-motor en los equipos de la

EVALUACIÓN VISUAL DE LOS EOUIPOS ELÉCTRICOS INSTALADOS Y EN **OPERACIÓN**

Bomba de limpieza "BLPD-104"

Bomba de alta presión "BAPD-102"

Bomba de alta presión "BAPD-104"

Con base en la Norma NMX-J-604-ANCE-2008, se realizó una evaluación visual de los equipos eléctricos instalados y en operación (de Figura 5 a Figura 8), así como las condiciones de mantenimiento. Fueron 109 los criterios de evaluación, de los cuales, en el Cárcamo Agua de Mar no cumplen 30 puntos, en tanto que en la Planta Desalinizadora no cumplen 25 puntos, ambas en relación con las condiciones de desempeño, por lo tanto, deberán de efectuarse acciones de rehabilitación. La Tabla 3 muestra el resumen de las No Conformidades durante la evaluación visual al Cárcamo de Agua de Mar y a la Planta Desalinizadora.

No.	No conformidades		Planta Desalinizadora
1	No existe diagrama unifilar actualizado o no está conforme a diseño	\checkmark	~
2	No están identificados los contactos en el CCM, ni tensiones utilizadas en tableros, ni en algunos equipos	✓	~
3	Falta identificación de tensiones y letreros de seguridad en la entrada de puerta, así como rehabilitación de puerta de seguridad.	~	
4	No existen diagramas de malla para tierra o electrodo de conexión de puesta a tierra	\checkmark	
5	Los conductores desnudos de los equipos de bombeo muestran desgaste	\checkmark	
6	No funciona el indicador de operación de tensión y corriente		~
7	Los espacios de trabajo y acceso y distribución de los equipos está muy reducido		~
8	El tablero de alumbrado muestra corrosión.	\checkmark	
9	No funciona el indicador de operación de tensión y corriente	\checkmark	
10	En el Cárcamo Agua de Mar (CAM) no existe canalización de un equipo de bombeo, está conectado directo, por lo cual tiene que mantener la puerta del tablero de control abierta. En la Planta Desalinizadora (PD) Los conductores están mal canalizados del equipo de bombeo de la cisterna a los filtros	✓	~
11	Algunas de las carcasas de los motores ubicados en las cisternas de agua potable no están conectados a tierra		\checkmark
12	No cumple con la identificación de cada equipo	\checkmark	\checkmark
13	No cumple con el marcado de motores para este ambiente (tropicalizado)	\checkmark	
14	No existe identificación de los medios de desconexión física del control, de cada motor o del alumbrado	\checkmark	
15	El medio es muy corrosivo y el marcado de aparatos no es el adecuado	\checkmark	\checkmark
16	No hay indicadores de cuál es el medio de desconexión de cada equipo y donde están ubicados	\checkmark	~
17	No existe marcado de cada circuito	✓	
18	Uno de los conectores del sistema de arranque de la bomba presenta daño por sobre calentamiento	\checkmark	

Tabla 3.- Resumen de No Conformidades de la evaluación visual en el Cárcamo de Agua de Mar y en la Planta Desalinizadora

No.	No conformidades	Cárcamo Agua de Mar	Planta Desalinizadora
19	Mala conexión de equipo de bombeo	√	Doodiimizadora
20	Daño en cableado que está en la intemperie sobre charola (Cableado de Control)		~
21	(PD)Mala conexión de equipo de bombeo en el CCM y al equipo de bombeo 110. (CAM)Mala conexión en equipos	~	✓
22	El CAM muestra deterioro en los registros que conectan a los equipos de bombeo, falta colocar interruptor al pie de cada equipo para cambio por mantenimiento. En la PD en el área donde están los conductores a intemperie con charola, muestran daño por deterioro por el clima y malas conexiones	~	~
23	Muestran daño físico los conductores de alimentación a luminarias del alumbrado al CCM	~	~
24	Los conductores de alimentación muestran daño de calentamiento	~	
25	Mala instalación de alumbrado del CCM exterior	~	
26	No está identificada la polaridad de los conductores en derivación		✓
27	No está identificada la polaridad de los conductores en las terminales		✓
28	No está identificada la polaridad de los conductores de circuitos derivados		✓
29	No existe marca de polarización en las conexiones de luminarias	✓	×
30	Las cajas no tienen protección contra humedad	~	
31	Hay desgaste en tapas de interruptores		✓
32	Las tapas o placas están dañadas por pintura	~	
33	Los receptáculos no están identificados para una determinada polaridad	~	✓
34	Los conductores de circuitos derivados no están identificados para una determinada polaridad		~
35	Los receptáculos no están polarizados correctamente		~
36	Los receptáculos del tipo de puesta a tierra no están protegidos por medio de interruptores de circuito por falla a tierra (ICFT)?		✓
37	No existe protección contra tormentas eléctricas	~	
38	No existe un programa de mantenimiento y seguimiento	~	~
39	Solo se llevan a cabo actividades correctivas	~	~
40	Algunas partes metálicas no conductoras de corriente no están puestas a tierra	✓	
41	la instalación de alumbrado del CCM exterior y dañadas las sujeciones de las luminarias; no existen alarmas contra humo; No existe un programa de inspección del SPTE y tampoco existen sus planos	~	~



Figura 5.- Unidad CCM del Cárcamo Agua de Mar



Figura 7.- Unidad CCM de la Planta Desalinizadora



Figura 6.- Tablero CCM del Cárcamo Agua de Mar



Figura 8.- Tablero CCM de la Planta Desalinizadora

PROPUESTAS DE REHABILITACIÓN Y MEJORAS AL SISTEMA ELECTROMECÁNICO DE LA PLANTA DESALINIZADORA LITIBÚ

Con base en el diagnóstico las propuestas de rehabilitación quedaron integradas en los planos y en el catálogo de conceptos:

- 1. Planos de rehabilitación de la parte eléctrica del Cárcamo de Agua de Mar y de la Planta Desalinizadora.
- 2. Planos arquitectónicos del Cárcamo de Agua de Mar y de la Planta Desalinizadora.
- 3. Catálogo de conceptos de la parte eléctrica para el Cárcamo de Agua de Mar y de la Planta Desalinizadora.

Propuestas de rehabilitación para el Cárcamo Agua de Mar

- 1. No existe diagrama unifilar actualizado: Actualización de planos eléctricos conforme a levantamiento físico y propuesta de rehabilitación de 5 equipos de bombeo del cárcamo, cambio de transformador y luminarias, cambio de arrancadores de autotransformador a tipo suaves, colocar cuchillas seccionadoras al pie del equipo de bombeo, cambio de interruptores termomagnéticos e interruptores de sobrecarga, instalación de planta de energía con su tablero de transferencia y tanque de reserva de diesel, cambio de iluminación exterior, cambio de medidor de flujo, colocación de interruptores de presión a la salida del múltiple.
- 2. No están identificados los contactos en el CCM, ni tensiones utilizadas en tableros, ni en algunos equipos: En lugares en los que el contacto con equipos eléctricos o la proximidad de éstos pueda entrañar peligro para los trabajadores, se cuente con las señalizaciones de seguridad, conforme a lo dispuesto por la NOM-026-STPS, o las que la sustituyan, para indicar los riesgos y del uso del equipo de protección personal.
- 3. Falta identificación de tensiones y letreros de seguridad en la entrada de puerta, así como rehabilitación de puerta de seguridad: Se propone cambio de puerta para los letreros, se tiene que realizar conforme a lo dispuesto por la NOM-026-STPS C.7: Advertencia de Riesgo Eléctrico.

- 4. No existen diagramas de malla para tierra o electrodo de conexión de puesta a tierra: Los diagramas no se actualizaron ya que no se pudo excavar para verificar su diseño, pero se dispondrá para las nuevas conexiones conforme a la NOM-029-STPS para los equipos rehabilitados.
- 5. Los conductores desnudos de los equipos de bombeo muestran desgaste: En el diagrama eléctrico de rehabilitación queda indicado la sustitución de los conductores para los 5 motores propuestos.
- 6. El tablero de alumbrado muestra corrosión: Se remplazará este equipo, la especificación se anexa en plano de rehabilitación y catálogo de conceptos
- 7. No funciona el indicador de operación de tensión y corriente: Remplazo de equipos indicados en las especificaciones de los planos de rehabilitación y catálogo de conceptos.
- 8. En el Cárcamo Agua de Mar (CAM) no existe canalización de un equipo de bombeo, está conectado directo, por lo cual tiene que mantener la puerta del tablero de control abierta: Para El CAM se realiza una propuesta de seccionador de corriente a pie de motores para evitar mala conexión futura por mantenimiento.
- 9. No se cumple con la identificación de cada equipo: Se anexó en plano de rehabilitación según las normas NOM-026-STPS y NOM-001-SEDE (última versión), la identificación de símbolos o leyendas relacionadas con el suministro eléctrico.
- 10. No cumple con el marcado de motores para este ambiente: Los motores que se cotizaron y se proponen para la rehabilitación serán para este ambiente (tropicalizados) con piezas en acero inoxidable, la especificación técnica está descrita en planos eléctricos y catálogo de conceptos.
- 11. No existe identificación de los medios de desconexión física del control de cada motor o del alumbrado: Se anexó la especificación de señales y letreros en planos arquitectónicos de casetas, con base en la NOM-029-STPS y NOM-001-SEDE (última versión).
- 12. El medio es muy corrosivo y el marcado de aparatos no es el adecuado: Los equipos cotizados como parte de la rehabilitación están seleccionados con base en usos para agua de mar y ambiente tropical.
- 13. No hay indicadores de cuál es el medio de desconexión de cada equipo y donde están ubicados: Se anexó la especificación de señales y letreros en planos arquitectónicos de casetas con base en la NOM-029-STPS y NOM-001-SEDE (última versión).
- 14. No existe marcado de cada circuito: Se anexó la especificación de señales y letreros en planos arquitectónicos de casetas con base en las normas NOM-029-STPS y NOM-001-SEDE (última versión).
- 15. Uno de los contactares eléctricos del sistema de arranque de la bomba, presenta daño por sobre calentamiento: Se propone el cambio de equipos de arrancador tipo autotransformador por arrancadores suaves como se indica en el plano eléctrico.
- 16. Mala conexión de equipo de bombeo: Se proyectó el cambio de los equipos de bombeo y la colocación de unas cuchillas seccionadoras para evitar malas conexiones en caso de mantenimiento, como se indica en el plano de rehabilitación del Cárcamo.
- 17. Mala conexión en equipos: En el cárcamo CAM se planteó colocar seccionadores a pie de equipos de bombeo para hacer más eficientes los mantenimientos.
- 18. El CAM muestra deterioro en los registros que conectan a los equipos de bombeo, falta colocar interruptor al pie de cada equipo para cambio por mantenimiento: Los planos de rehabilitación cubren esta insuficiencia indicando la colocación de tapas en registros e interruptores nuevos.
- 19. Muestran daño físico los conductores de alimentación a luminarias del alumbrado al CCM: Dentro del proyecto de rehabilitación se planteó el cambio de tableros y protecciones para remplazo de las piezas dañadas, estos quedaron indicados en el diagramo unifilar de rehabilitación y desmantelamiento.

- 20. Los conductores de alimentación muestran daño de calentamiento: Dentro del proyecto de rehabilitación se planteó el control, protecciones y remplazo de las piezas dañadas.
- 21. Mala instalación de alumbrado del CCM exterior: Se planteó cambio de tablero de alumbrado y algunas luminarias dañadas, se entregó plano de alumbrado con especificaciones de equipos a remplazar.
- 22. No existe marca de polarización en las conexiones de luminarias: En la parte de notas de los planos de rehabilitación, se hacen las recomendaciones indicadas según la NOM-001-SEDE, respecto a la correcta identificación de conductores, derivaciones y su polaridad.
- 23. Las cajas no tienen protección contra humedad: En la parte de notas de los planos de rehabilitación, se hacen las recomendaciones según la NOM-001-SEDE, con respecto a lugares protegidos de la intemperie y que no están sometidos a saturación con agua u otros líquidos pero están expuestos a grados moderados de humedad.
- 24. Las tapas o placas están dañadas por pintura: Se anexan notas en planos donde se indica el remplazo de las tapas y se muestra su ubicación.
- 25. Los receptáculos no están identificados para una determinada polaridad: Se agrega nota para revisión de la norma NMX-J-412-ANCE y las especificaciones que deben cumplir en la correcta identificación de polaridad, en la NOM-001-SEDE se aprecian algunos ejemplos en al artículo 551-47.
- 26. No existe protección contra tormentas eléctricas: Se entregó un estudio donde el resultado indica que no se requiere protección de algún tipo según la NMX-J-549-ANCE.
- 27. No existe un programa de mantenimiento y seguimiento: Se formuló y entregó manual de uso y mantenimiento para la operación.
- 28. Solo se llevan a cabo actividades correctivas: Se entregó manual de uso y mantenimiento para la operación.
- 29. Algunas partes metálicas no conductoras de corriente no están puestas a tierra: En las carcasas de los motores se encontró mala conexión de puesta a tierra ya que el material está muy dañado por la corrosión, estás se sustituirán según plano de rehabilitación eléctrico.
- 30. Se identificaron problemas en la instalación de alumbrado del CCM exterior y dañadas las sujeciones de las luminarias; no existen alarmas contra humo; No existe un programa de inspección del SPTE y tampoco existen sus planos: Por el alcance del proyecto, no hubo propuestas de rehabilitación o mejoras.

Propuestas de rehabilitación para Planta Desalinizadora

- 1. El diagrama unifilar no está conforme a diseño: Actualización de planos eléctricos conforme a levantamiento físico y propuesta de rehabilitación de: 8 equipos de bombeo, interruptores principales, 10 arrancadores suaves, protecciones de sobre carga, PLC, sensores de presión para módulos, equipos de luz ultravioleta, medidores de flujo, niveles de presión, bombas dosificadoras, electro válvulas de control.
- 2. No están identificados los contactos en el CCM, ni tensiones utilizadas en tableros o en algunos equipos: En lugares en los que el contacto con equipos eléctricos o la proximidad de éstos pueda entrañar peligro para los trabajadores, se cuente con las señalizaciones de seguridad, conforme a lo dispuesto por la NOM-026-STPS, o las que la sustituyan, para indicar los riesgos y para el uso del equipo de protección personal.
- 3. No funciona el indicador de operación de tensión y corriente: En lugares en los que el contacto con equipos eléctricos o la proximidad de éstos pueda entrañar peligro para los trabajadores, se cuente con las señalizaciones de seguridad, conforme a lo dispuesto por la NOM-026-STPS, o las que la sustituyan, para indicar los riesgos y el uso del equipo de protección personal.

- 4. Los espacios de trabajo y acceso y distribución de los equipos está muy reducido: Por indicaciones de alcances de proyecto no está contemplado para el trabajo de rehabilitación ya que no se modificaran la obra civil del CCM.
- 5. Los conductores están mal canalizados del equipo de bombeo de la cisterna a los filtros: Se hará cambio de equipos de bombeo y realizara cambio de cableado de control.
- 6. Algunas de las carcasas de los motores ubicados en las cisternas de agua potable no están conectados a tierra: Se realizara cambio de equipos por baja eficiencia y este problema quedará resuelto.
- 7. No cumple con la identificación de cada equipo: Se anexó en plano de rehabilitación según las normas NOM-026-STPS y NOM-001-SEDE (última versión), en relación con la identificación de símbolos o leyendas relacionadas con el suministro eléctrico.
- 8. El medio es muy corrosivo y el marcado de aparatos no es el adecuado: Los equipos cotizados como parte de la rehabilitación están seleccionados con base en usos para agua de mar y ambiente tropical.
- 9. No hay indicadores de cuál es el medio de desconexión de cada equipo y donde están ubicados: Se anexó en planos arquitectónicos la especificación de señales y letreros de casetas, con base en la NOM-029-STPS y NOM-001-SEDE (última versión).
- 10. Daño en cableado que está a la intemperie sobre charola (Cableado de Control): Como parte de la propuesta de rehabilitación se está considerando cambiar todo el cableado de control, en la parte de los contactores (tanques de zeolitas) y para evitar futuros daños por la exposición a la radiación solar, se hace la recomendación de colocar tapas de aluminio para la canalización tipo charola, toda la documentación queda indicada en planos. El total de cableado a cambiar es de 37 metros y va del centro de control de motores a las válvulas de los contactores (tanques de zeolitas).
- 11. Mala conexión de equipo de bombeo en el CCM y al equipo de bombeo 110: Se recomendó habilitar un equipo de reserva para poder dar mantenimiento a los otros y evitar hacer malas conexiones por premura de tiempos.
- 12. En la PD en el área donde están los conductores a intemperie con charola, muestran daño por deterioro por el clima y malas conexiones: Dentro de los planos de rehabilitación, esta situación queda completamente cubierta, donde se indica el remplazo y las distancias de estos conductores.
- 13. Muestran daño físico los conductores de alimentación a luminarias del alumbrado al CCM: Dentro del proyecto de rehabilitación se planteó el cambio de tableros y protecciones para remplazo de las piezas dañadas estos quedaron indicados en el diagrama unifilar de rehabilitación y desmantelamiento.
- 14. No está identificada la polaridad de los conductores en derivación: En la parte de notas de los planos de rehabilitación se hacen las recomendaciones indicadas por la NOM-001-SEDE, con respecto a la correcta identificación de conductores, derivaciones y su polaridad.
- 15. No está identificada la polaridad de los conductores en las terminales: En la parte de notas de los planos de rehabilitación se hacen las recomendaciones indicadas por la NOM-001-SEDE, con respecto a la correcta identificación de conductores, derivaciones y su polaridad.
- 16. No está identificada la polaridad de los conductores de circuitos derivados: En la parte de notas de los planos de rehabilitación se hacen las recomendaciones indicadas por la NOM-001-SEDE, con respecto a la correcta identificación de conductores, derivaciones y su polaridad.
- 17. No existe marca de polarización en las conexiones de luminarias: En la parte de notas de los planos de rehabilitación se hacen las recomendaciones indicadas por la NOM-001-SEDE, con respecto a la correcta identificación de conductores, derivaciones y su polaridad.
- 18. Hay desgaste en tapas de interruptores: Se anexan notas en planos de rehabilitación donde se indica el remplazo de las tapas y su ubicación.

- 19. Los receptáculos no están identificados para una determinada polaridad: Se agrega nota para revisión de receptáculos con base en la norma NMX-J412-ANCE, y las especificaciones que deben cumplir en la correcta identificación de polaridad con base en la NOM-001-SEDE. En esta última se aprecian algunos ejemplos en al artículo 551-47.
- 20. Los conductores de circuitos derivados no están identificados para una determinada polaridad: Se anexo la rehabilitación en los planos arquitectónicos con base en la NOM-029-STPS y NOM-001-SEDE (última versión).
- 21. Los receptáculos no están polarizados correctamente: Se anexó en planos de rehabilitación en la parte de notas se hacen las recomendaciones indicadas según la NOM-001-SEDE, con respecto a la correcta identificación de conductores, derivaciones y su polaridad.
- 22. Los receptáculos del tipo de puesta a tierra no están protegidos por medio de interruptores de circuito por falla a tierra (ICFT): Se propuso un cabio de protecciones para equipos y receptáculos descritos en el catálogo de conceptos; la NOM-001-SEDE menciona las capacidades de los interruptores y si deben o no llevar protección a tierra, estas notas quedaron registradas en los planos de rehabilitación.
- 23. No existe un programa de mantenimiento y seguimiento: Se formuló y entregó manual de uso y mantenimiento para la operación de la planta desalinizadora.
- 24. Solo se llevan a cabo actividades correctivas: Se formuló y entregó manual de uso y mantenimiento para la operación de la planta desalinizadora.
- 25. Se identificaron problemas en la instalación de alumbrado del CCM exterior y dañadas las sujeciones de las luminarias; no existen alarmas contra humo; no existe un programa de inspección del SPTE y tampoco existen sus planos: por el alcance del proyecto, no hubo propuestas de rehabilitación o mejoras.

EFICIENCIA ELECTROMECÁNICA

Para el Cárcamo de Agua de Mar, se propone rehabilitar y poner en funcionamiento las cuatro bombas, además de colocar una bomba de reserva, con una potencia de 40 HP cada una, y una eficiencia electromecánica promedio del 95% (Tabla 4).

Tabla 4. - Effecticitas propuestas en la rendomitación en el Carcamo de Argua de Mar					
Nombre del equipo	Tipo de motor	Potencia (HP)	Eficiencia electromecánica		
			promedio (%)		
Bomba # 1	Vertical	40	95		
Bomba # 2	Vertical	40	95		
Bomba # 3	Vertical	40	95		
Bomba # 4	Vertical	40	95		
Bomba # Reserva	Vertical	40	95		

Tabla 4.- Eficiencias propuestas en la rehabilitación en el Cárcamo de Agua de Mar

En relación con la Planta Desalinizadora, rehabilitar y poner en operación las cuatro bombas de transferencia y una de reserva, con base en la potencia de diseño, así como la rehabilitación de las bombas de retrolavado, limpieza, y las de alta presión (Tabla 5).

Nombre del equipo	Tipo de motor	Potencia (HP)	Eficiencia electromecánica promedio (%)
Bomba de trasferencia "BVPD-01"	Vertical motor exterior	15	95
Bomba de trasferencia "BVPD-02"	Vertical motor exterior	15	95
Bomba de trasferencia "BVPD-03"	Vertical motor exterior	15	95
Bomba de trasferencia "BVPD-04"	Vertical motor exterior	15	95
Bomba de trasferencia "BVPD-Reserva"	Vertical motor exterior	15	95
Bomba de retrolavado "BRPD-01"	Horizontal	20	95 motor 80 bomba

Tabla 5.- Eficiencias propuestas en la rehabilitación de la Planta Desalinizadora

Bomba de limpieza "BLPD-104"	Horizontal	25	95 motor 80 bomba
Bomba de alta presión "BAPD-101"	Horizontal	200	95 motor 80 bomba
Bomba de alta presión "BAPD-104"	Horizontal	200	95 motor 80 bomba

EFICIENCIA HIDRÁULICA

La eficiencia de los cuatro bancos de membranas (Figura 9), es del 50% con 50 lps, debido principalmente a la mala operación del bombeo, con la rehabilitación y mejoramiento de la eficiencia electromecánica de los de los equipos en el Cárcamo de Agua de Mar y los equipos de la Planta Desalinizadora se pretende llegar a 100% y así obtener un rendimiento de 100 lps. de agua purificada.



Figura 9.- Batería de los cuatro bancos de membranas

ACCIONES PRIORITARIAS

En general, la prioridad es alta en las acciones que se deben llevar a cabo tanto en el Cárcamo de Agua de Mar como en la Planta Desalinizadora.

Con base en las propuestas de rehabilitación, para el Cárcamo son prioritarias las siguientes acciones: cambio y rehabilitación de los equipos de bombeo y, colocación de interruptores tipo cuchilla para bombas.

En relación con la Planta Desalinizadora, son acciones prioritarias las siguientes: cambio de las bombas de transferencia de 15 HP, cambio PLC Allen Bradley I/O Módulo 1 CCM, Panel View 1500 Plus Módulo 1 CCM, reemplazo de actuadores y válvulas de 2", 6" y 8" para control, instalación de trasmisores de nivel de los tanques y cisternas, instalación de tapa para charolas que se encuentren en la intemperie, cambio de equipos de bombeo de alta presión.

CONCLUSIONES

Se llevó a cabo el estudio electromecánico de la Planta Desalinizadora Litibú, identificando la problemática de las condiciones de operación del Cárcamo de Agua de Mar como de la Planta Desalinizadora en sus componentes electromecánicas e instalaciones eléctricas. Se efectuaron pruebas de campo en los equipos de bombeo para obtener la eficiencia electromecánica, con base en la Norma Mexicana NOM-006-ENER-2015; para las instalaciones eléctricas se aplicaron los criterios de evaluación de la Norma NMX-J-604-ANCE-2008, identificando los puntos que no cumplen en el Cárcamo Agua de Mar y en la Planta Desalinizadora.

Como resultado, se hicieron las propuestas de rehabilitación y mejoras, identificando las acciones prioritarias con objeto de alcanzar las condiciones de diseño y desempeño de la Planta.

REFERENCIAS

DOF (2015). "NORMA Oficial Mexicana NOM-006-ENER-2015, Eficiencia energética electromecánica en sistemas de bombeo para pozo profundo en operación. Límites y método de prueba". 21 de mayo de 2015.

DOF (2008). "Instalaciones eléctricas-Métodos de diagnóstico y reacondicionamiento de instalaciones eléctricas en operación-Especificaciones". 12 de diciembre de 2008.

DOF (2011). "NORMA Oficial Mexicana NOM-029-STPS-2011, Mantenimiento de las instalaciones eléctricas en los centros de trabajo-Condiciones de seguridad". 29 de diciembre de 2011.

DOF (2012). "*NORMA Oficial Mexicana NOM-001-SEDE-2012, Instalaciones Eléctricas*". 29 de noviembre de 2012.

FONATUR, SECTUR (2014). "El Desarrollo e Impulso Regional de la Riviera Nayarit y Jalisco". Junio 26, 2014.

IMTA (2018). "Informe electromecánico de la planta desalinizadora Litibú". Febrero de 2018.

NoticiasPV.com (2010). "*Inversión de 79 MDP en plantas de tratamiento en Litibú*". Puerto Vallarta, 28 de febrero de 2010.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

CONSIDERACIONES AL DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO Y PLUVIAL CON TUBERÍAS FLEXIBLES EN SUELOS BLANDOS

Manuel M. Cabrera Delgadillo

WT DISEÑO SUSTENTABLE, S.C., Calle Santa Catalina No. 318, Colonia Insurgentes San Borja, C.P. 03100, Ciudad de México, México mcabrera@wtds.mx,

RESUMEN

El suelo sobre el que se asienta la Ciudad de México, representa un reto para todas las edificaciones e infraestructura necesaria para el desarrollo social y económico de sus habitantes. Los suelos profundos y suaves que alguna vez fueron un lago, junto con la extracción del agua del subsuelo, agudizan un proceso de subsidencia del terreno por la consolidación de las arcillas superficiales, con valores de 13 cm por año para toda la ciudad, el diseño del sistema de drenaje representa un desafío para el uso de tuberías plásticas en suelos blandos.

Comprendiendo las características ingenieriles de una tubería plástica, proporcionadas por la norma de fabricación y clase de resina, se propone una secuencia de cálculo y su cuidado, que incremente la certidumbre de usar tubería plástica, en especial de Polietileno Corrugado de Alta Densidad, en suelos limo arcillosos con baja resistencia a la compresión, con presencia de agua subterránea, para la construcción de sistemas de drenaje sanitario y pluvial.

Es importante para un sistema de drenaje de gran diámetro utilizando tuberías de PEAD Corrugado, estimar la relación suelo-tubería y estructuras complementarias, la resistencia al aplastamiento de la tubería, compensación del suelo, flotación y proceso constructivo, para la predicción del comportamiento hidráulico del sistema sanitario y pluvial a futuro.

ABSTRACT

The soil on which Mexico City sits, represents a challenge for all the buildings and infrastructure necessary for the social and economic development of its inhabitants. The deep and soft soils that once were a lake, together with the extraction of water from the subsoil, sharpen a process of subsidence of the land by the consolidation of superficial clays, with values of 13 cm per year for the entire city, the design of the drainage system represents a challenge for the use of plastic pipes in soft soils.

Understanding the engineering characteristics of a plastic pipe, provided by the norm of manufacture and class of resin, a sequence of calculation and its care is proposed, that increases the certainty of using plastic pipes, especially of Corrugated Polyethylene of High Density, in soils clayey silt with low resistance to compression, with presence of groundwater, for the construction of sanitary and pluvial drainage systems.

It is important for a large diameter drainage system using HDPE corrugated pipes, to estimate the soil-pipe relationship and complementary structures, the resistance to crushing of the pipe, soil compensation, flotation and construction process, for the prediction of the hydraulic behavior of the sanitary and pluvial system in the future.

PALABRAS CLAVES: Tubería Flexible; Diseño; Suelo

INTRODUCCIÓN

El suelo sobre el que se asienta la Ciudad de México, representa un reto para todas las edificaciones e infraestructura necesaria para el desarrollo social y económico de sus habitantes. Los suelos profundos y suaves que alguna vez fueron un lago, junto con la extracción del agua del subsuelo, agudizan un proceso de subsidencia del terreno por la consolidación de las arcillas superficiales, con valores que van de los 2 a 36 cm por año promediando 13 cm por año para toda la ciudad.

En específico para el sistema de drenaje sanitario y pluvial, el efecto del hundimiento, provoca la perdida de la pendiente hidráulica y dislocación de las tuberías de concreto, lo que en el largo plazo reduce su funcionalidad y vida útil, en independencia al deterioro o consumo acelerado de las paredes debido a un medio atmosférico de gas o vapores de ácido sulfúrico. En este último aspecto, es bien sabido que las tuberías de concreto ofrecen revestimientos interiores y exteriores que mejoran la resistencia contra los ataques químicos, sin embargo, se requiere de un exhaustivo análisis especializado de cimentación, que resuelva las deformaciones lineales debido a hundimientos diferenciales y prevenga la ruptura de falla de la tubería por cargas externas e internas.

Como alternativa se presentan las tuberías plásticas, fabricadas en policloruro de vinilo (PVC), polietileno de alta densidad (PEAD) y Polipropileno (PP), en especial la tubería de PEAD Corrugada o Estructurada, como sustitución a la tubería de concreto, donde los grandes diámetros demandados por el drenaje sanitario y pluvial, ya no son un obstáculo para la selección de las tuberías plásticas, pero requieren por su propia naturaleza mecánica, de especiales consideraciones para su aplicación al enterrarse en suelos blandos, típicamente clasificados también como plásticos, lo que resulta en una combinación incomoda para el ingeniero responsable del diseño de una conducción de drenaje.

La legislación mexicana aplicable al diseño, construcción operación y mantenimiento de los sistemas de alcantarillado sanitario, establece la necesidad de una certificación de producto, bajo el dictado de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización y su Reglamento, exigiendo cumplir en correspondencia las especificaciones establecidas en las Normas Oficiales Mexicanas (NOM), Normas Mexicanas (NMX) correspondientes, o en su defecto, con la International Organization for Standardization (ISO) o extranjeras aplicables al producto, por ejemplo American Society of Testing Materials (ASTM) y que sean sometidas a la opinión del Comité Consultivo Nacional de Normalización del Sector Agua (CCNNSA).

En ese orden la NOM aplicable a los sistemas de drenaje es la NOM-001-CONAGUA-2011-Sistemas de agua potable, toma domiciliaria y alcantarillado sanitario-Hermeticidad-Especificaciones y métodos de prueba; para el caso de las tuberías de PEAD Corrugado certificadas, la norma mexicana aplicable es la MX-E-241-CNCP-2012-Industria del Plástico-Tubos de Polietileno de Alta Densidad (PEAD) de Pared Estructurada con Junta Hermética de Material Elastómero, Utilizados en Sistemas de Alcantarillado Sanitario-Serie Inglesa-Especificaciones y Métodos de Ensayo, equivalente a la norma ISO 21138, de las que se interesan para comprender las propiedades ingenieriles que debe cumplir la tubería para usarse en el drenaje sanitario.

Comprendiendo las propiedades ingenieriles de una tubería plástica, proporcionadas por la norma de fabricación, se propone un lineamiento para cuidar aspectos en el procedimiento de diseño de una conducción que sirva al drenaje sanitario y pluvial, destinado a enterrarse en un suelo fino limo-arcilloso con presencia de agua subterránea.

Dichas condiciones de suelo son comunes a la orilla y en el lecho de cuerpos de agua o como sedimento en terrenos que han sido o son inundables.

OBJETIVO

Exponer las propiedades ingenieriles de las tuberías de PEAD Corrugado, que deben considerarse en el diseño de las conducciones de drenaje con flujo a superficie libre.

Describir una secuencia de cálculo y su cuidado, que incremente la certidumbre de usar tubería plástica, en especial de PEAD Corrugado, en suelos limo arcillosos con baja resistencia a la compresión, para la construcción de sistemas de drenaje sanitario y pluvial.

Comprender los criterios y análisis necesarios para desarrollar los cálculos de resistencia de las tuberías plásticas a largo plazo ante la exposición de fuerzas externas como internas.

ANTECEDENTES

La Ciudad de México, presentó en 2017 el "Plan Agua para el Futuro CDMX", (Aguirre, 2014), estrategia que incluye la rehabilitación, sustitución y ampliación del sistema local de drenaje profundo y semiprofundo, de tubería de red primaria (colectores), red secundaria (atarjeas) y colectores marginales, en un plazo de 30 a 50 años, por un monto equivalente a los 5 mil millones de dólares.

Por el plazo planteado, es muy probable que, de construir de forma tradicional, con estructuras y tuberías de concreto, el plazo de vida útil de los elementos a rehabilitar, sustituir o ampliar, coincida con el plazo de inversión, por lo que la rentabilidad de la inversión de capital se verá reducida o anulada. Es así que debe considerarse una infraestructura robusta con larga vida útil y con el menor costo posible. Es donde el conocimiento de la problemática, la reunión de la información pertinente al proyecto, la evaluación de soluciones en pasos y la verificación de la opción de proyecto son cruciales para resolver un proyecto de infraestructura. En ese sentido cabe hacer la mención que la Ciudad de México desde el año 2013 participa en la iniciativa 100 Ciudades Resilientes (100RC, por sus siglas en inglés), la cual busca que dichas ciudades estén preparadas para la construcción de resiliencia urbana en torno a los desafíos sociales, económicos y físicos del siglo XXI.

La construcción de resiliencia en la ciudad depende de la evaluación de la vulnerabilidad y los impactos históricos, el entendimiento e interpretación de escenarios de riesgos futuros (por ejemplo, escenarios de cambio climático), así como del entendimiento de los procesos socioeconómicos y socio ecológicos que aumentan la vulnerabilidad relacionada con las tensiones más relevantes en la ciudad, (OR CDMX, 2016).

En relación a la vulnerabilidad e impactos históricos, se debe recordar que, desde tiempos precolombinos, se llevaron a cabo obras hidráulicas para manejar y controlar el nivel del agua de los lagos durante la temporada de lluvias y mitigar inundaciones, de una cuenca endorreica que tiene más de 9 mil kilómetros cuadrados, que incluye las entidades federativas de Ciudad de México, Estado de México, Hidalgo y Tlaxcala con una pequeña zona en el estado de Puebla. Labores que se continuaron en la etapa colonial con un sentido diferente, llevando a la construcción de enormes drenes, tajos y túneles para secar los lagos y llevar el exceso de agua fuera de la cuenca, alterando el sistema lacustre, definiendo una nueva relación entre la lluvia y la sociedad.

La alteración de los sistemas lacustres generó un fuerte estrés hídrico por la presión que ejerce una de las megaciudades más pobladas del mundo, que extrae del subsuelo la fuente principal de suministro de agua potable de forma inadecuada, provocando el hundimiento del suelo y la dislocación del drenaje urbano.

En la segunda mitad del siglo XX, la Ciudad de México ha resuelto el problema del manejo de lluvias con grandes obras ingenieriles que han controlado la excedencia de lluvias en conjunto con el drenaje sanitario, generando un sistema de drenaje mixto de grandes dimensiones, tanto longitudinales como diametrales, que inclusive ha alcanzado su estimación de vida útil; es afectado por los hundimientos superficiales regionales, reduciendo la eficiencia de su funcionamiento y provocando en la última década, sustituciones y reparaciones en puntos importantes de la ciudad, que son detectadas de forma muy tarde, a través de la presencia de socavones.

Atendiendo la importancia del sistema local de drenaje profundo y semiprofundo, de tubería de red primaria (colectores), el Sistema de Aguas de la Ciudad de México (SACMEX), realiza un estudio del estado de ésta infraestructura, detectando que el sistema profundo se ha mantenido de manera adecuada y que debe ser ampliado, lo que se ha traducido en los estudios y proyectos

ejecutivos de los Túneles Indios Verdes y Miramontes, donde se requiere una inversión de 10 mil millones de pesos adicionales al presupuesto anual de la ciudad. En lo relativo a la red secundaria, compuesta de atarjeas y colectores de diámetros mayores a 1,50 m, se identifican 185 km de tuberías de drenaje que requieren su rehabilitación o sustitución.

Ante tal reto que se acentúa con el paso de los años, es significativo comprender la opción que ofertan las tuberías de PEAD Corrugada con tuberías

Suelo Blando

Característico del centro valle de México, el suelo lacustre se forma por depósitos formados de manera predominante por partículas finas, limo y arcilla, tienen grandes contenidos de humedad los cuales llegan a un grado de saturación del 100%, tiene alta plasticidad (cuando el límite líquido es mayor al 50%) puede alcanzar valores mayores a 500%.

Debido a su baja consistencia presentan baja resistencia (Baja capacidad de carga), alta compresibilidad y deformación, características que son capaces de generar grandes asentamientos en las cimentaciones construidas sobre ellas y es un material impermeable.

Propiedades ingenieriles de las tuberías de PEAD Corrugado

Conforme la NOM-001-CONAGUA-2011, se establece la necesidad de un sistema de drenaje sanitario hermético permanente en toda su vida útil, con obligatoriedad para fabricantes, importadores o comercializadores, quienes certifican las tuberías, conforme las especificaciones establecidas en la norma de fabricación.

Para las tuberías de PEAD Corrugado comercializadas en México, la norma aplicable es la MX-E-241-CNCP-2012, en ella se establece la calidad y propiedades de la reina de polietileno, usando la norma ASTM D3350-14 Especificación estándar para tuberías de plástico de polietileno y materiales de accesorios. La especificación incluye un sistema de designación por celda de clasificación de seis dígitos, mediante el cual se clasifica la resina de PEAD con la celda **435420-C**, de acuerdo con las siguientes propiedades físicas: 1) Densidad (**4**), entre 947 - 955 kg/m3; 2) Índice de fluidez (**3**), de 0,4 a 0,15 g/10 minutos a 190°C a 2,16 kg de peso; 3) Módulo de flexión (**5**), 758 MPa -<1103 MPa; 4) Esfuerzo a la tensión (**4**), 21 MPa - <24 MPa; 5) Resistencia al agrietamiento por esfuerzo ambiental (**2**), Condición B, 100% Igepal 24 horas y 50 % máximo de falla; 6) Base de diseño hidrostático (**0**), No aplica; y Contenido de negro de humo (**C**), 2% a 4% en masa.

De las anteriores definiciones debe considerarse para el diseño del alcantarillado los siguientes:

- Clase 5) Resistencia al agrietamiento por esfuerzo ambiental, el cumplimiento de la prueba da confianza a una vida útil de hasta 50 años, lo que define el plazo de vida útil.
- Clase 6) Base de diseño hidrostático, define una baja resistencia a la presión, suficiente al corto plazo para sostener una presión interna de prueba hasta 0,05MPa (0,5bar), debe ser mantenida durante 15 minutos, limitando la conducción de las aguas en su interior, a exclusiva operación a superficie libre.
- Contenido de negro de humo (C), da protección a los rayos UV y permite su permanencia sin daño bajo exposición al sol durante su vida útil.

Bajo la denominación de *Serie Inglesa*, o también conocido como Diámetro Interior Controlado (DIC), donde el diámetro nominal (Dn) corresponde y coincide con el diámetro interior (D) y el espesor mínimo (e), crece hacia el exterior de la tubería. Lo contrario ocurre en la *Serie Métrica* o Diámetro Exterior Controlado (DEC), el diámetro nominal (Dn) coincide con el diámetro exterior (De) de la tubería y el espesor (e) crece con dirección al interior de la tubería, por lo que el diámetro interior (D) debe corregirse para cálculos hidráulicos.

Se define la Rigidez (PS), como la característica mecánica de un tubo, que es una medida de la resistencia a la deformación anular bajo una fuerza externa, estableciendo una deformación diametral (Δ y) permitida de hasta 3% del diámetro para drenaje sanitario y hasta 5% para drenaje pluvial. Tal valor resulta de pruebas NMX-E-208-CNCP o la norma ASTM D 2412, y es el valor obtenido al dividir la fuerza por unidad de longitud de la muestra entre la deflexión resultante, ver Ec. [11].

CONSIDERACIONES AL DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO Y PLUVIAL

Diagrama de diseño

En orden de prioridades al existir infraestructura de drenaje en la ciudad de México, se tienen en el primer orden los Proyectos de Reposición, destinados a sustituir un colector que ha concluido su vida útil y presenta graves daños estructurales; en seguida se agrupan aquellos que, sin presencia de importantes daños estructurales, ya alcanzan una vejez importante y se requiere aumentar su capacidad de conducción se denominan Proyectos de Ampliación, finalmente dos tipos, aquellos determinados como Proyectos de Mejoramiento, para aumentar o recuperar su eficiencia de conducción y Proyectos de Conservación, para mantener su buen funcionamiento.

Es así, que se propone una secuencia de diseño de proyecto de drenaje que permita establecer de forma ordenada y eficiente la logística de las actividades (Figura 1).



Figura 1.- Diagrama de Diseño

Datos básicos de proyecto

Coincidiendo con el análisis urbano se requieren conocer y evaluar los datos básicos, siendo cantidad y clase de población que servirá el colector, estimando la cantidad de aguas sanitarias producidas en condiciones actuales y estimar un horizonte de vida útil y económica del proyecto planificado a la saturación, en correspondencia con la duración de los materiales, además evaluar la recepción de las aguas de escurrimiento por lluvia, lo que permite proponer el gasto de diseño y las condiciones hidráulicas de operación, evitando la posibilidad de operar con carga de presión, en exclusivo flujo a superficie libre.

Trazo geométrico

Los proyectos de primera y segunda prioridad requieren de labores mayores de construcción, como lo es la zanja abierta; por lo que se requiere de conocer el ambiente urbano e infraestructura subterránea alrededor del trazo de tuberías, para determinar la posibilidad de un trabajo de

construcción de un nuevo colector paralelo al existente, o la necesidad de obras de desvío temporales, que trasvasen las aguas sanitarias entre subcuencas urbanas, para sustituir el existente; por lo que un levantamiento topográfico a detalle es imperativo, lo mismo que la detección de infraestructura subterránea, lo que define el trazo y parte del proceso constructivo. Se debe buscar que el flujo sea por gravedad, considerar que las conexiones serán con pozos de visita, en cruces, cambios de dirección, cambio de pendiente, cambio de diámetro, y para dividir tramos que excedan la longitud recomendada, al igual que cambios de material de tuberías.

Diseño Hidráulico

En un sistema de drenaje solo debe de presentarse flujo a superficie libre, estado que cumple un flujo a gravedad y ventilado. Para simplificar el diseño, se consideran condiciones de flujo establecido y en estado permanente, el estado de flujo uniforme es el criterio que rige el área de la sección hidráulica mínima requerida.

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = A R h^{2/3}$$
[1]

Donde

Q	Gasto (m^3/s)
n	Coeficiente de rugosidad de Manning (s/m ^{1/3}), 0,01 para PEAD
S	Pendiente (menor a 8%)
Α	$ Area (m^2) $
Rh	Radio hidráulico (m)

Se deben de cumplir dos condiciones importantes:

- 1. Diseño al 80% de la capacidad hidráulica (y=0,8 D) en donde "y" es tirante y "D" diámetro.
- 2. Velocidad permisible (v): mínima (0,6 m/s) y máxima (5,0 m/s)

Las características que se determinarán serán pendiente y dimensionamiento del diámetro.

Análisis Estructural

1. Tubería

Debido a su importancia, la autoridad gubernamental de la Ciudad de México, mantiene actualizado un mapa de hundimiento del suelo a través del SACMEX, que representa las zonas donde el suelo tiene un movimiento vertical lento, debido a las condiciones de compresibilidad propias del suelo, producidas principalmente por la intensidad en la extracción del agua del subsuelo, que es considerado para valorar el desnivel a futuro, que afecte el perfil del colector o la pendiente de operación, lo que define el efecto a futuro del comportamiento hidráulico.

El conocimiento de la calidad de suelo en la traza del proyecto, según su granulometría y características mecánicas o geotécnicas, son importantes para determinar el modelo de cimentación, material y resistencia del acostillado por el tipo de tubería a emplear, estimando si los materiales a excavar son útiles al reciclaje o no; así como, para determinar lo necesario para el proceso de instalación de la tubería y su correcto enterramiento.

En el estudio de tipo de tubería a emplear se deben distinguir dos tipos, tuberías Rígidas o Flexibles. Es un hecho que los tubos flexibles proporcionan una rigidez significativamente menor en comparación con las tuberías rígidas (ej. tuberías de concreto); sin embargo, se comportan notablemente bien cuando son enterrados en el suelo confinadas de materiales apropiados.

Reconocida la interacción suelo-tubería y efectos, se debe evaluar la combinación de un suelo blando con tubería rígida o tubería flexible con uso de suelo rígido, lo que determinará el método de estimación y resistencia de la tubería ante la carga de suelo o carga muerta sobre el tipo de tubería, cargas vivas, factores de plantilla, resistencia de acostillado. En consecuencia, la rigidez necesaria de la tubería tratándose de una tubería de PEAD corrugada y la pertinencia del uso de suelos ligeros para la cobertura a la tubería como la espuma volcánica (Tezontle en México).

La metodología para el diseño de zanjas con base en las Teorías de Spangler y Marston's para tuberías flexibles (A. Moser, 2001), es la siguiente.

Existen tres parámetros que son esenciales en el análisis y diseño de cualquier instalación de un conducto flexible:

1. Cargas (muertas debido a la profundidad del relleno y cargas vivas debido al tránsito de vehículos).

2. El módulo de reacción del suelo.

3. La rigidez de la tubería.

Estos tres elementos se sintetizan en la ecuación conocida como de IOWA Modificada, establecida por M. G. Spangler discípulo de Anson Marston (A. Moser, 2001), quienes la proponen para dar una aproximación al valor de la deflexión que ocurre en un tubo flexible bajo la carga del suelo, y establece que:

$$\Delta y = \frac{(DLWC + WL)K}{(0,149PS + 0.061E') * 101,97}$$
[2]

Donde:

Δy	Máxima Deflexión Diametral Permisible, en m.
D	Diámetro Nominal de la tubería, en m.
DL	Factor de deflexión de retraso
WC	Carga muerta sobre la tubería, en kg/m.
WL	Carga viva sobre la tubería, en kg/m.

K Coeficiente de plantilla, adimensional.

PS Rigidez de la tubería, en kPa.

E' Módulo de reacción del suelo, en kPa.

Debiéndose cumplir:

- a) Drenaje pluvial $\Delta y < 5\%$
- b) Drenaje sanitario $\Delta y < 3\%$

El numerador de la Ec. [2] conjunta los elementos que efectivamente aplastan la tubería, como son la carga muerta (WC), derivada del medio de suelo y la carga viva (WL). El denominador de la Ec. [2] considera los elementos de resistencia al aplastamiento, que son la Rigidez de la tubería (PS) y el Módulo de Reacción del Suelo (E'), (Figura 3).



Figura 2.- Diagrama de aplicación de fuerzas sobre una sección circular Ec. [2]

Estimación de Carga Muerta. La carga estática producida sobre la tubería enterrada deberá ser calculada mediante la ecuación de Spangler y Marston's (A. Moser, 2001):

$$W_C = C_d \gamma (B_d)^2 \tag{3}$$

Donde:

- W_C Carga muerta sobre el tubo, en kg/m.
- C_d Coeficiente de carga basado en Hc/Bd.

$$C_d = \frac{1 - e^{-2K\mu \times H_C/B_d}}{2K\mu}$$
[4]

- γ Peso volumétrico del material de relleno, en kg/m³.
- B_d Ancho de la zanja en la parte superior del tubo, en m.
- H_c Altura de relleno sobre el lomo del tubo, en m.
- B_d Ancho de zanja en la parte superior de la tubería, en m
- *K* Relación de la presión lateral activa con respecto a la presión vertical
- μ Coeficiente de fricción de deslizamiento entre material de relleno y zanja

Para efectos de cálculo del coeficiente Cd, la Tabla 1, muestras valores experimentales del producto K μ .

Tabla 1 Valoi de Kµ			
Tipo de suelo	Valor máximo de Kµ		
Material granular sin cohesión	0,192		
Arena y grava	0,165		
Capa superior del suelo saturada	0,150		
Arcilla	0,130		
Arcilla saturada	0,110		

Estimación de Carga Viva. Para el cálculo de cargas vivas sobre la tubería, se utiliza el siguiente procedimiento basado en los requerimientos de la AASHTO LRFD (American Association Of State Highway and Transportation Officials load and Resistance Factor Design) (AASTHO, 1999) que establece:

$$W_L = \frac{M_P \times P \times I_f}{(L_1)(L_2)}$$
^[5]

Donde:

 W_L Carga viva sobre la tubería, en kg/m (Camión H-20 9 000 kb)

 M_P Factor de presencia múltiple de carga, 1,2 adimensional

P Magnitud de carga de ruedas, en kg

$$I_f$$
 Factor de Impacto $I_f = 1 + 0.33[(2.44 - h)/2.44]$ [6]

h Altura de relleno sobre la tubería, en m.

 L_1 Longitud de carga en dirección paralela a la dirección del tráfico, en m

$$L_1 = t_1 + LLDF(h)$$
^[7]

[8]

$$t_1$$
Longitud de la huella de la llanta, 0,25 mLLDFFactor de distribución de carga viva (1.15 para SC1 y SC2 y 1 para otros) L_2 Longitud de carga en dirección perpendicular a la dirección del tráfico, mSi $h \le h_{INT}$ $L_2 = t_W + LLDF(h)$ t_w Ancho de la huella de la llanta, 0,50 m.

Si
$$h > h_{INT}$$
 $L_2 = [t_W + 1,83 + LLDF(h)]/2$ [9]

$$h_{INT}$$
 profundidad en el que la carga de las llantas interactúa, en m.

$$h_{INT} = (1,83 - t_W) / LLDF(h)$$
[10]

La magnitud de carga de ruedas (P) se determina por la carga directa al suelo debido al neumático.

Las categorías de rigidez del suelo, sobre los que definen el factor de distribución de carga viva (LLDF), se establecen de acuerdo con la norma ASTM D 2487.

Coeficiente de plantilla. El valor K de la Ec. [2] se denomina Coeficiente de plantilla, éste refleja el grado de soporte proporcionado por el suelo en la parte baja de la tubería. La tabla 2

muestra los valores de K dependiendo del ángulo de plantilla, debido a la zona de contacto con la tubería y el eje de la tubería, ver Figura 3. Estableciendo el contacto de la plantilla con la tubería al tercio central del diámetro de la tubería el ángulo de plantilla corresponde a 60°.

Ángulo de Plantilla en grados	K
0	0.110
30	0.108
45	0.105
60	0.102
90	0.096
120	0.090
180	0.083

 Tabla 2.- Valores de Coeficiente de Plantilla K



Figura 3.- Ángulo de Plantilla

Rigidez de la Tubería. El valor de Rigidez de la Tubería (PS) es un valor determinado por medio de una prueba de resistencia a la flexión, según la norma ASTM D 2412, y es el valor obtenido al dividir la fuerza por unidad de longitud de la muestra entre la deflexión resultante; de acuerdo con la ecuación siguiente:

$$PS = F/\Delta y \tag{11}$$

Donde:

PS Rigidez de la tubería, en kPa.

F Carga aplicada a la tubería para producir un porcentaje de la flexión, en N/m.

 Δy Longitud de cambio del diámetro interior en dirección de aplicación de carga, m.

El valor de rigidez se informa por parte del fabricante acorde a los resultados de pruebas, superando o igualando el valor mínimo dictado por la norma, siendo para diámetros de 100 mm a 250 mm de 304 kPa, 300 mm 345 kPa, 375 mm 290 kPa, 450 mm 275 kPa, 600 mm 235 kPa, 750 mm 195 kPa, 900 mm 150 kPa, 1060 mm 140 kPa, 1200 mm 125 kPa y 1500 mm 95 kPa.

Módulo de Reacción del suelo (E'). En el diseño de tubería flexible enterrada, la rigidez del suelo ha sido tradicionalmente modelada usando el módulo de reacción del suelo E'. Este es un parámetro semi-empírico requerido para la estimación de la deflexión de la tubería enterrada; y depende de factores como tipo de suelo, contenido de finos y grado de compactación, el material se clasifica acorde a la ASTM D 2487.

Tino de quelo de conordo o Sistemo Unificado	E´ para el grado de compactación del encamado, Mpa				
de Clasificación de Suelos	Ligero < 85% Proctor	Moderado 85-95 % Proctor	Alto >95 % Proctor		
CH,MH,CH-MH	Utilice E'= 0				
CL,ML,ML-CL,CL-CH,ML-MH	1.4	2.8	6.9		
CL,ML,ML-CL,CL-CH,ML-MH. GM,GC,SM,SC	2.8	6.9	13.8		
GW,GP,SW,SP	6.9	13.8	20.7		
Roca triturada		20.7			

Tabla 4.- Valores Promedio del Módulo de Reacción del Suelo (E')

2. Estructuras

Como parte del sistema de drenaje, se diseñarán geométricamente conforme al diseño hidráulico realizado inicialmente (diámetro, profundidad), la topografía y los requerimientos estructurales de cada elemento. Es imprescindible considerar que la conexión de un diámetro menor a uno mayor es clave con clave, es decir en coincidencia de los niveles interiores superior de cada tubería, por lo que hay que considerar escalones y en algunos casos pozos de caída.

Análisis de Vida Útil

La vida útil es el periodo de tiempo durante el cual la obra hidráulica cumple correctamente con las funciones para las que se ha diseñado. Considerando la vida estimada para las tuberías de PEAD Corrugada en por lo menos 50 años, la resistencia de las estructuras debe resistir ataques químicos (que a su vez dependen de las características del material) y el correcto mantenimiento que se le dé. Para el concreto es indispensable una resistencia a la compresión mínima de 29.50 MPa, espesores de recubrimiento al acero de refuerzo en mínimo de 5 cm y Cemento Resistente a los Sulfatos.

Revisión de Flotación

La flotación ocurre cuando el agua subterránea que rodea la tubería produce una fuerza de flotación mayor que la suma de las fuerzas descendentes proporcionadas por el peso del suelo, la fricción del suelo, el peso de la tubería y el peso de su contenido.

Por lo general, la flotación no es una consideración de diseño para tuberías enterradas donde la tubería se encuentra llena o casi llena de líquido o donde el agua subterránea está siempre por debajo de la tubería invertida, sin embargo, este problema puede causar una reducción significativa del soporte del suelo alrededor de la tubería y permitir que la tubería se doble por la presión hidrostática externa, por lo que debe de revisarse.

Este no es un problema solo para las tuberías de plástico, ya que el principio de Arquímedes afirma que "todo cuerpo sumergido en un fluido experimenta un empuje vertical y hacia arriba igual al peso de fluido desalojado", por lo que cualquier cuerpo sin importar su geometría y peso, está expuesto a este fenómeno.

En la revisión por flotación, se considerará una posición conservadora del nivel freático y se establece el siguiente procedimiento de revisión:

$$F_{VA} < P_T + P_{SS} + P_{SD} + P_{LC}$$

$$[12]$$

Donde:

F_{VA}	Fuerza vertical ascendente	e o fuerza de flotación, en kg/m	
	Para tubería:	$F_{VA} = \gamma_o \frac{\pi D_e^2}{\Lambda}$	[13]
	Para estructuras	$F_{VA} = \gamma_O * \overset{\cdot}{A}_T * h_O$	[14]
A_T	Área unitaria transversal o	de la estructura, en m ² /m	
D _e	Diámetro exterior, m		
h_0	Profundidad de la estructu	ura en presencia de agua, en m	
γο	Densidad del agua, en kg/	['] m ³	
P_T	Peso de la tubería, en kg/1	n	
	$P_T =$	$= 0.955\pi D_e^2 \frac{(1.06RD - 1.12)}{RD^2}$	[15]
P_{SS}	Peso del suelo saturado, e	n kg/m	
	$P_{SS} = ($	$\gamma_{SS} - \gamma_O \left[\frac{D_e^2 (4 - \pi)}{8} + D_e H_{SS} \right]$	[16]

 P_{SD} Peso del suelo seco, en kg/m

$$P_{SD} = \gamma_S (H_C - H_{SS}) D_e$$
^[17]

- γ_{SS} Densidad del suelo seco, en kg/m³
- H_C Altura o profundidad de enterramiento, en m
- H_{SS} Altura de suelo saturado por arriba del tubo, en m
- P_{LC} Peso del líquido contenido, en kg/m

$$P_{LC} = \gamma_o \frac{\pi D^2}{4}$$
^[18]

Factor de Seguridad de Flotación

La revisión por flotación se realiza a partir de comprender la fuerza vertical ascendente y balancearla o contrarrestarla con la carga de suelo de relleno de la zanja por arriba del lomo de tubería y en el caso de las estructuras, la suma del peso total de la estructura, incluyendo muros, losa, etc. más la fuerza de adherencia (materiales arcillosos) en las caras exteriores de los muros, contra la fuerza de flotación; tal relación debe ser mayor a 1.5 para mantener un Factor de Seguridad Mínimo.

$$FS = \frac{W_T + FCR}{F_{VA}}$$
[19]

Donde

FS Factor de seguridad de flotación > 1,5

- W_T Peso total de la estructura, incluyendo muros, losa, etc.
- FCR Fuerza de adherencia (materiales arcillosos) en caras exteriores de los muros [20]

$$FCR = C_r * A_L$$

 A_L Área lateral de la estructura

 C_r Cohesión

En caso de que la fuerza de flotación sea mayor a la fuerza que se opone (peso de la estructura), será necesario proponer un aumento en el espesor de la estructura, un relleno más pesado o alguna otra medida que garantice la estabilidad de las obras de drenaje de tal forma que no se exceda la resistencia mecánica del suelo. Las tuberías se pueden lastrar y en el caso de las tuberías de PEAD Corrugado se pueden perforar las corrugas para ingreso del agua freática, procurando no dañar la pared interior.

Compensación

Este proceso consiste principalmente en el análisis de sentamientos diferenciales causados por someter el suelo nativo a esfuerzos mayores a los determinados por su resistencia mecánica, para garantizar un comportamiento de la estructura de drenaje frente al problema de asentamientos, evaluándose en consecuencia si el enterramiento y tubería, serán expuestos a propiciar hundimiento o levantamiento.

Es también importante conocer el peso de las distintas estructuras de pozo caja subterráneas al que se conectarán las tuberías, para la revisión de compensación y con tales valores, comparar con el diseño de zanja y tubería, para compensar entre los elementos que componen el drenaje sanitario y pluvial.

Con base en las Normas Técnicas Complementarias Para Diseño Y Construcción De Cimentaciones (NTCDCC) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF), se definen como cimentaciones compensadas, "aquellas en las que se busca reducir el incremento neto de carga aplicado al subsuelo mediante excavaciones del terreno y uso de un cajón desplantado a cierta profundidad. Según que el incremento neto de carga aplicado al suelo en la base del cajón resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación se denomina parcialmente compensada, compensada o sobre–compensada, respectivamente.

Paso 1. Calcula el peso de la estructura

$$w_e = C_v + C_m \tag{21}$$

Donde

 w_e Peso de la estructura (N)

 C_{v} Carga viva (intensidad media) (N)

 C_m Carga muerta (N)

Paso 2. Calcular el peso del suelo desplazado

$$w_s = V * \gamma_s \tag{22}$$

 w_s Peso suelo desplazado (N)

V Volumen de suelo desplazado (m³)

 γ_S Densidad del suelo desplazado (kg/m³)

Paso 3. Determinar el incremento de carga y verificar el tipo de compensación que se tiene (Tabla 5).

$$\Delta W = w_e - w_s \tag{23}$$

Parcialmente compensada	$W_e > W_s$	
Compensada	$W_e = W_s$	
Sobre compensada	$W_e < W_s$	Revisar emersión < 1 t/m ²

Tabla 5. – Tipo de Compensación

Se deberá tener cuidado de que no se presente una sobre-compensación excesiva, "en tal caso, deberá de adoptarse otro sistema de cimentación." (RCDF, 2005)

Validación de Diseño

Una vez que el diseño de zanja está hecho y la revisión del comportamiento estructural de la tubería (deformación por aplastamiento) y las estructuras (pozos) muestra un resultado favorable, se verifica que los materiales y su resistencia permitan una vida útil mayor a 50 años, si el análisis es positivo, se revisa por flotación en caso de presencia de alto nivel freático y por compensación para validar que la estructura no sobre pase la resistencia mecánica del suelo a la que se someterá.

CONCLUSIONES

Considerando un suelo blando, con poca resistencia a la compresión, es importante para un sistema de drenaje de gran diámetro utilizando tuberías de PEAD Corrugado, estimar la relación suelo-tubería y estructuras complementarias, junto con los efectos de hundimiento regional, instantáneo y de largo plazo, la resistencia al aplastamiento de la tubería, compensación del suelo, flotación y proceso constructivo, para la predicción del comportamiento hidráulico del sistema sanitario y pluvial a futuro, para garantizar en el corto y largo plazo, su operación segura y económica.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aguirre, D.R. (2014). Plan Agua para el Futuro CDMX, SACMEX, Ciudad de México, México

Bridge Design Specification, AASTHO (American Association of State Highway and Transportation Officials). (1999). Second edition.

Moser, A. (2001). Buried Pipe Design, McGraw-Hill professional engineering, 2nd Edition, 2001.

Oficina de Resiliencia CDMX (2016). Estrategia de Resiliencia de la Cdmx, SEDEMA, 100 Resilient Cities, AECOM, A911, Ciudad de México, México.

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. (2005). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, Ciudad de México, México

IAHR

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

DISEÑO DE UN SALTO DE ESQUÍ PARA LA PRESA CONDOR CLIFF

Mariano Lapetina, Nicolás Badano

Stantec Argentina. M.T. de Alvear 612 2P. Argentina mariano.lapetina@stantec.com nicolas.badano@stantec.com

RESUMEN:

Para el aprovechamiento Cóndor Cliff se ha seleccionado un aliviadero con disipación en forma de salto de esquí dentado. El artículo presenta las razones de la selección de la tipología del lanzador, sus dimensiones, la verificación de las mismas en base a la bibliografía, y los criterios y cálculos realizados para el dimensionamiento del foso de disipación. Luego describe el modelo físico construido, el equipamiento disponible y presenta los resultados obtenidos en la primera etapa de estudios respecto al funcionamiento de la estructura.

ABSTRACT:

A dentated ski jump was selected as the dissipation unit for the service spillway. This article explains the reasons behind the selection of the ski jump, the definition of the dimensions, verification through comparison with published guidelines, and the criteria and calculations performed to define size and position of the plunge pool. Then the physical model and the measuring equipment are described. Finally, some results of the first stage of modeling studies are presented, showing the performance of the solution against what was foreseen in the design process.

PALABRAS CLAVES: Salto de esquí dentado; diseño; modelo físico

INTRODUCCIÓN

El proyecto del Aprovechamiento Cóndor Cliff se encuentra sobre el río Santa Cruz, en la provincia homónima de la República Argentina. El proyecto incluye un aliviadero diseñado para una crecida de 4100 m³/s, con 4 vanos de 12 m de ancho regulados con compuertas de sector circular, con un caudal unitario de 87 m³/s-m. Debido a la geología y geomorfología del sitio, el mismo ha sido localizado sobre la margen izquierda, adyacente a la obra de toma de la central hidroeléctrica. Un análisis de alternativas permitió seleccionar un salto de esquí como unidad de lanzamiento para disipar la energía.

La formación rocosa local corresponde a rocas terciarias continentales pertenecientes a la formación Santa Cruz, de baja resistencia, estratificación sub-horizontal y esencialmente de composición pelítica (arcilitas y limolitas) con bancos lenticulares a intermedios de conglomerados finos a areniscas conglomerádicas, con distinto grado de alteración. Un análisis de alternativas permitió establecer que era una opción económicamente ventajosa frente a un diseño con un cuenco a resalto. Por este motivo, como concepto de diseño se escogió ubicar la zona de disipación lo más alejado posible de las presa y las obras de la central hidroeléctrica, localizando el salto de esquí al final de una rápida de aproximadamente 640 m de longitud. La Figura 1 presenta la disposición general de las obras.



Figura 1.- Planta de las Obras de Margen Izquierda. Proyecto Ejecutivo Aprovechamiento Cóndor Cliff.

El artículo detalla las consideraciones y resultados del proceso de diseño y evaluación de un salto de esquí.

DESCRIPCION DEL ALIVIADERO

El vertedero de la presa Cóndor Cliff se ubicará sobre la margen izquierda, al norte de la obra de toma de la central hidroeléctrica, compartiendo con la misma el canal de aducción. Se ha escogido un perfil de tipo guiado, diseñado con la geometría recomendada por el U.S. Army Corps of Engineers. La carga de diseño es de 9,0 m, con un caudal máximo de 4160 m³/s para una carga máxima de 11,7 m. Tendrá su cresta en cota 167,50 m, y contará con cuatro vanos de 12 m de ancho, con pilas intermedias de 2,5 m de ancho, regulados por compuertas radiales. El paramento aguas arriba será vertical y la cresta culminará en una rápida inicial de pendiente 1V:1H. Esta rápida empalmará con un canal de conducción de alta velocidad, que llevará la descarga al salto de esquí, cuyo chorro impactará en un foso de disipación pre-excavado.

El nivel máximo de operación normal del embalse fue fijado en cota 176,5 msnm, mientras que el nivel máximo extraordinario será de 179,3 msnm. Para la crecida de diseño, el nivel de restitución estará en cota 119,8 msnm, lo que arroja un salto bruto de 59,5 m.

Para la rápida se escogió una alineación rectilínea para minimizar problemas en la conducción de un escurrimiento supercrítico. El alineamiento vertical fue definido por el conocimiento geológico al momento del diseño; toda la rápida se fundó sobre el techo de roca competente no alterada, para tener capacidad resistente y minimizar los costos de excavación. Esto permitió obtener una rápida con dos tramos, de pendiente longitudinal 5 y 5,6% respectivamente.

DISEÑO DEL SALTO DE ESQUÍ

Selección del Tipo de Lanzador

Para el diseño se comenzó con una recopilación de antecedentes. Existen algunos diseños especiales del trampolín que permiten reducir la erosión; algunos diseños incorporan bloques de choque para generar pérdida de energía; otros incluyen deflectores con un radio de curvatura menor para separar el flujo permitiendo el escurrimiento por arriba y entre los dientes; otros, muy usados en China, consideran el estrechamiento de las paredes verticales para elevar el tirante de salida y propiciar una mayor desintegración del chorro en la atmósfera.

Se descartó el uso de bloques de impacto debido a que la alta velocidad del escurrimiento trae aparejada la posibilidad de fenómenos de cavitación y la disminución de la longitud de lanzamiento. Se descartó también el estrechamiento de las paredes ya que esto está orientado a valles angostos, rápidas cortas y de elevada pendiente sobre la cara posterior de una presa de hormigón; el análisis de algunas recomendaciones de dimensiones indica que, para el caudal de este proyecto, la sobreelevación del tirante sería muy elevada afectando el flujo en la rápida con un potencial cambio de régimen. Además requeriría una buena masa de hormigón para la zona convergente.

Algunos diseños de dientes o deflectores del flujo permiten la separación del chorro, lo cual genera incorporación de aire. De acuerdo a Ervine y otros (1997), el efecto combinado de la separación del chorro y la incorporación de aire decrece las presiones dinámicas medias y fluctuantes en el fondo del foso de disipación. Esto resulta adecuado para una roca de las características de la que existe en el sitio del proyecto.

Golzari Rajat Abad (2004) estudió los saltos de esquí dentados, usando dientes deflectores, y comparó su poder erosivo con saltos de esquí tradicionales mediante modelación física a fondo móvil. El autor escogió un diente trapezoidal que genera contracción del chorro. Su estudio comparó un trampolín con estos dientes con saltos de esquí tradicionales con ángulos de salida de 0° y 20°, utilizando varios caudales específicos hasta 73,1 m³/m-s (valor muy cercano al de la rápida de Cóndor Cliff para el caudal máximo) y distintas alturas de colchón de agua. El estudio concluyó que la profundidad de erosión para los saltos de esquí dentados puede disminuir hasta un 40% con respecto al trampolín convencional. Además, el punto de mayor erosión en el lecho se desplaza hacia aguas abajo con respecto al generado por un salto de esquí con trampolín horizontal.

En base a la revisión de esto, se escogió utilizar un salto de esquí con dientes trapezoidales.

Diseño del Trampolín y sus Deflectores

Para el diseño del trampolín base, se siguieron recomendaciones generales respecto al radio, altura de labio, ángulo de salida, etc. (Khatsuria, 2004). Se definió la geometría que se observa en la Figura 2.



Figura 2.- Geometría del Trampolín.

Para el diseño de los dientes se tomó como base la geometría ensayada por Golzari Rahat Abad (2004) que se observa en la Figura 3. Se mantuvieron las proporciones, acomodando las dimensiones a la geometría antes definida para el trampolín base.



Figura 3.- Forma del Diente Trapezoidal ensayado por Golzari Rahat Abad (2004).

Respecto a la distribución transversal, Golzari Rahat Abad ensayó un salto convergente, ubicando medios dientes contra las paredes y con separación equidistante, simétrica respecto al eje central. Sin embargo, Erpicum et al (2010) analizaron distintas configuraciones de dientes separadores, concluyendo que la configuración de los mismos tiene influencia en la separación o

concentración de los chorros y, por consiguiente, en la erosión resultante. La geometría A presentaba dientes en los laterales, junto a las paredes; las geometrías B y D presentaban espacio libre junto a las paredes y dientes en el centro. Los resultados obtenidos muestran una disminución de la máxima profundidad de erosión para la geometrías B y D, siendo ésta última la que presenta menor profundidad de las tres.

Por este motivo, se decidió colocar los dientes centrales, separados de los muros laterales (Figura 4).



Figura 4.- Distribuciones de los Dientes en el Salto de Esquí.

La geometría diseñada se comparó con algunas recomendaciones encontradas en la bibliografía. Toapaxi et al (2015) presentan bases y criterios para el dimensionamiento de formas especiales de saltos de esquí. Entre los tipos de saltos analizados en su artículo se encuentra el salto de esquí con deflectores (dientes) y dentro de este tipo, presentan recomendaciones para dimensionamiento de trampolines con deflectores trapezoidales y fondo curvo. La Tabla 1 compara las dimensiones del diseño propuesto con las recomendaciones del artículo mencionado.

Se puede apreciar que se cumple con la mayoría de los criterios indicados por los autores. En particular, el último criterio coincide con el establecido para el diseño en función de los resultados publicados por Erpicum et al (2010). Dado que no se cumple con el criterio de la relación de radios entre el deflector y el cucharón (mencionado en el citado artículo), la longitud del deflector diseñado es un poco superior a la recomendada por Toapaxi el al (2015).

Recomendación	Valor de diseño Propuesto					
El ángulo de salida del deflector trapezoidal igual o cercano a 20° y el ángulo de salida del cucharón igual a cero grados	No se respetó el valor de 0° para el cucharón para lograr un mayor alcance del chorro pero se buscó mantener una diferencia cercana a 20° entre los ángulos de salida: para el deflector se tiene aproximadamente 40° y para el cucharón 21°					
La altura del deflector respecto al radio del deflector (Ydef/Rdef) con rango de variación entre 0,07 a 0,16.	Cumple. 0,128					
La relación espaciamiento respecto al ancho inferior del deflector a la salida (e/bdef2) entre 0,25 a 0,5. bdef /e > 1	Cumple. 0,36					
La relación ancho inicial del deflector sobre el ancho inferior del deflector a la salida (bdef1/bdef2) se recomienda en el rango de 0,24 a 0,36.	Cumple. 0,25					
La pendiente de las paredes laterales con la relación 1V:1H (o 45°)	Cumple, el ángulo es de 47° o 1,07V:1H					
El espaciamiento entre deflectores debe ser uniforme y su repartición debe ser tal que los deflectores de los extremos estén alejados de las paredes.	Cumple					

 Tabla 1.- Criterios para Dimensionamiento de un Salto de Esquí con Deflectores Trapezoidales y fondo Curvo (Fuente: Toapaxi et al., 2015)

También se realizó una estimación del caudal de despegue, considerando dos situaciones teóricas: 1) salto sin dientes, radio de curvatura 40 m (la base); salto sin dientes pero con radio de curvatura 20 m (corresponde a la superficie superior de los dientes). Esto arrojó valores entre 500 y algo más de 1000 m³/s, estimándose que el caudal mínimo sería inferior a 800 m³/s.

Diseño del Foso de Disipación

Para el diseño del foso de disipación se estudiaron la trayectoria de los chorros y la profundidad de erosión. La primera permitió establecer la posición y dimensión longitudinal, mientras que la segunda ayudó a definir la cota de fondo.

Una primera aproximación para la trayectoria de los chorros se obtuvo utilizando la ecuación teórica de tiro parabólico (Hydraulic Design Criteria, USACE), tanto para el ángulo y cota de labio del cucharon (menor alcance) como para el ángulo y cota de labio de los dientes (mayor alcance). También se calculó la reducción del alcance debido a la resistencia del aire, aplicando la relación entre la distancia estimada y la teórica indicada por Kawakami (1973), efecto que varía con la velocidad del chorro, siendo importante a partir de los 20 m/s.

Heller et al (2007) presentaron un artículo respecto a la hidráulica de los saltos de esquí. Los autores desarrollaron un dispositivo experimental definiendo los parámetros que se presentan en la Figura 5. Dentro de su completo análisis, los autores establecieron expresiones de cálculo para la lámina superior y la lámina inferior del chorro, incluyendo la trayectoria hasta el fondo, no sólo el punto de impacto en la superfície. Se utilizaron las expresiones correspondientes para el ángulo y cota de lanzamiento del cucharón y de los dientes.



Figura 5.- Esquema con la Definición de los Parámetros de la Geometría del Salto de Esquí y el Chorro según Heller et al (2007).

El cálculo del alcance del chorro está basado en la velocidad del agua en el lanzador. Ese valor, para distintos caudales, se obtuvo de una modelación unidimensional realizada con el programa HEC-RAS v4.1. Se simularon distintas condiciones de rugosidad, utilizando el coeficiente de Manning, variando entre 0,013 y 0,015. Para calcular el menor alcance del chorro se utilizaron las simulaciones con mayor rugosidad, lo que genera un aumento de las pérdidas en la rápida y disminuye la energía remanente en el trampolín. Los resultados se presentan en la Tabla 2.

Angulo	Q	n	Alcance	Alcance	Heller y Hager	
Despegue			Teórico	Kawakami	Superior	Inferior
	[m3/s]		[m]	L0 [m]	Lo [m]	Lu [m]
Trampolín	4100	0,015	54,2	48,3	54,0	45,4
	2100	0,015	42,7	40,6	42,1	37,7
Dientes	4100	0,015	74,0	65,8	75,8	70,2
	2100	0,015	53,9	51,2	55,1	52,2

Tabla 2.- Estimación del Alcance del Chorro

Para definir la cota de fondo se realizó un cálculo estimativo de la erosión potencial. Existen diversas expresiones empíricas para calcular la profundidad máxima de erosión, algunas de las cuales tienen en cuenta el tamaño del material del lecho, otras la profundidad de la pileta, y muchas, solamente el caudal específico y la energía del chorro. Según Mason y Arumugam (1985), estas fórmulas pueden resumirse en la expresión genérica:

$$D = K \; \frac{q^x H^y}{d^z} \tag{1}$$

dóndeD es la profundidad de erosión del foso,
q = caudal específico
H = es la diferencia de cota entre el embalse y el nivel de restitución
d = dimensión característica del material (varía según el método).
K, x, y, z = constantes de cada fórmula.

Se aplicaron cuatro formulaciones de las más simples para saltos de esquí convencionales, que no tienen en cuenta el material de fondo ni la profundidad pre-excavada: las expresiones de Martins, Taraimovich, SOFRELEC y el INCYTH, hoy INA. La Tabla 3 presenta los resultados correspondientes para dos caudales, 4100 y 2100 m3/s

		<u> </u>		
Fórmula	Q	q	Н	D
	[m3/s]	[m2/s]	[m]	[m]
	4100	73,87	59,26	
Martins				29,82
Taraimovich				31,37
SOFRELEC				45,72
INCYTH				33,70
	2100	73,87	62,21	
Martins				20,06
Taraimovich				20,28
SOFRELEC				30,75
INCYTH				24,41

Tabla 3.- Profundidad de Erosión según Distintos Autores

En consecuencia, se estima que para el caudal máximo la profundidad potencial de erosión es de 30 a 34 m, mientras que para un caudal de 2100 m³/s, la profundidad esperable sería de aproximadamente 24 m. Con estos valores, para la crecida máxima podría esperarse que el cuenco se profundice hasta cota 86-90 msnm, mientras que un caudal cercano al de una crecida de 25 años de período de retorno, podría llegar a cota 93,0 m aproximadamente.

Complementariamente se aplicó una expresión similar pero con una metodología que define parámetros en función del tipo de roca disponible. Brito (1991) establece que la profundidad de erosión se puede calcular con la expresión:

$$d_e = K q^{0.54} H^{0.225}$$
[2]

siendo q el caudal específico, H la energía aguas arriba (se la consideró en el salto de esquí, descontando las pérdidas en la rápida) y K un coeficiente que se determina en función del tipo de roca. Para este caso se definió una roca de estructura PE4 (tabular), típica de rocas sedimentarias; las diaclasas y discontinuidades se consideraron cerradas. El tamaño de los bloques es más complejo de determinar así que se tomó la opción más conservadora entre las posibles. Para una clasificación geomecánica tipo IV, se obtuvo una profundidad de 35,5 m para 4100 m³/s, y 24,7 m para 2100 m³/s, valores consistentes con los arriba presentados. Hay que mencionar que en ninguna de las formulaciones anteriores se tiene en cuenta la presencia de los dientes deflectores en el salto de esquí, cuyo efecto queda como un resguardo en el diseño que debe verificarse en el modelo físico.

En consecuencia, se seleccionó la cota 90 m para la solera del foso de disipación. Tanto el talud aguas arriba como el izquierdo del foso se encentran protegidos con una losa de hormigón.



Figura 6.- Geometría del Cuenco Pre-excavado

MODELACIÓN FÍSICA

Dispositivo Experimental

En las instalaciones del Instituto Nacional del Agua (INA) se realizó una modelación física a escala 1:50 bajo criterio de semejanza de Froude. Dado que el objetivo del modelo físico es estudiar el salto de esquí y el foso de disipación, el modelo no incluyó la representación del aliviadero y su canal de aducción, reemplazándolo por una cámara con una compuerta plana, que estableció condiciones de borde aguas arriba en la rápida. Se representó la rápida en toda su longitud mediante un canal de planchas de acrílico montadas sobre estructura metálica (Figura 7). Si incluyó la
representación de los aireadores a pesar de que la escala no permite evaluar la demanda de aire. Tanto los aireadores como el salto de esquí dentado se representaron mediante piezas de madera recubiertas con pintura epoxi. La geometría del foso y canal de restitución se representó mediante un relleno de arena y piedra partida recubierto con una carpeta de mortero.

Las condiciones de restitución se simularon mediante una compuerta de aguas abajo, que descargaba a un canal de aforo de 1 m de ancho equipado con un vertedero rectangular.

El diseño del modelo contempló la instrumentación de la rápida con tomas de presión, así como también el foso pre-excavado, tanto en taludes, berma y fondo. Estas tomas permitieron tanto la medición de presiones medias (con piezómetros) como presiones fluctuantes (con transductores de presión diferenciales). Complementando la instrumentación se contó con limnímetros (nivel de cámara de alimentación, restitución y canal de aforo), micromolinetes Delft y molinetes OTT tipo C2.



Figura 7.- Vista del Modelo Físico en Etapa de Ensayos

Como escenarios de evaluación se consideraron los caudales de 4100 y 2100 m³/s, correspondientes a la crecida máxima y una crecida ordinaria respectivamente, aunque se realizaron ensayos para todo el rango de caudales determinando incluso, el caudal de despegue.

RESULTADOS

Primero se evaluaron los alcances del chorro y la forma del mismo. Se pudo apreciar que se cumplía adecuadamente el objetivo de ampliar y separar la lámina vertiente, para aumentar el área de impacto y reducir su poder erosivo. Este tipo de funcionamiento se mantuvo para todos los caudales, tal como se ve en la parte derecha de la Figura 7.

El alcance máximo del chorro se ajustó muy bien a los cálculos realizados aplicando las expresiones de Heller y Hager (2007) para el radio de curvatura de los dientes, cayendo en la zona media entre los valores de la lámina superior y la inferior. Esto resulta válido para ambos caudales de evaluación. En cambio, el alcance mínimo del chorro (lámina baja) fue significativamente inferior a lo calculado para la lámina inferior del chorro, con la curvatura del trampolín (sin dientes). El alcance superior medio fue de 72 m para 4100 m³/s y 53 m para 2100 m³/s, mientras que la lámina inferior promedio impactó a 30 m para 4100 m³/s y 23,5 m para 2100 m³/s.

Parte de la diferencia observada en la lámina inferior se debe a un efecto de borde detectado durante los ensayos: ambos chorros extremos o laterales sufrían de un "efecto pared", teniendo

menor alcance los jets que eran lanzados entre los deflectores centrales. Otra parte posiblemente se deba a las pérdidas generadas por las contracciones debido a la presencia de los dientes, las que no ocurren en los saltos de esquí tradicionales, como los que dieron base a las expresiones de Heller y Hager.

Lateralmente, debido a que no se incluyeron deflectores en los bordes, se pudo detectar una ampliación de la dispersión, que aumentó con el caudal: el ancho medio medido fue de 59,5 m para 1100 m³/s, 68 m para 2100 m³/s y 73,5 m para 4100 m³/s. Debe tenerse en cuenta que el ancho de la rápida es de 55,5 m, lo que implica una expansión de un 32% para el caudal máximo. En este caso particular, por la cercanía de la ladera izquierda y la altura de ese talud, no se considera conveniente la ampliación en esa dirección, lo que sumado a lo antes indicado, ha dio origen al análisis de una modificación en la disposición de los deflectores.

Recientemente ha comenzado a evaluarse a los vertederos o a las estructuras de disipación en función de la potencia a disipar. Para este proyecto, teniendo en cuenta la energía ingresante al salto de esquí, la potencia del escurrimiento sería de 583 MW y 1541 MW para 2100 y 4100 m³/s respectivamente. En este cálculo se tuvieron en cuenta las pérdidas a lo largo de la rápida y no el salto bruto entre el embalse y el nivel de restitución. Considerando al área de impacto determinada en los ensayos en el modelo físico, esto daría potencias unitarias de 288 y 496 kW/m², para 2100 y 4100 m³/s respectivamente.

Utilizando las expresiones de Heller y Hager para las trayectorias de las láminas superior a inferior de saltos de esquí convencionales, con radio de curvatura 20 m (igual a la cara superior de los deflectores), se obtendría una zona de impacto del chorro en sentido longitudinal de 2,8 y 5,5 m para 2100 y 4100 m³/s respectivamente. Para un radio de curvatura de 40 m (base del trampolín), esa longitud sería de 4,4 y 8,6 m para esos mismos caudales. Considerando un ancho constante igual al de la rápida, y comparando con la zona de impacto que produce el trampolín con dientes, se observa una clara disminución de la potencia unitaria debida a la dispersión del chorro que introducen los deflectores.

Otro aspecto evaluado en la etapa de modelación a fondo fijo fue la variación de las presiones medias y fluctuantes en taludes y solera del foso de disipación. Como se observa en la Figura 6, el cuenco es asimétrico a partir de cota 110 m debido a los distintos materiales que componen los taludes (roca en el izquierdo y aluvión en el derecho). Las evaluaciones de niveles piezómétricos muestra que la superficie libre tiene una depresión con respecto al nivel de restitución, mayor en la zona de central del cuenco (Figura 8). Para el caudal máximo, los niveles más bajos registrados están en 113,7 m, unos 6 m por debajo del nivel de restitución. Esto podría ser significativo si el colchón de agua fuera poco profundo; en este caso, el diseño previó la cota de solera en +90 m, por lo que hay más de 23 m de agua en el sector más deprimido de la zona central. En los laterales, la depresión respecto al nivel de restitución varía entre 3 y 5 m (lados izquierdo y derecho).

Se evaluaron también las presiones fluctuantes, importantes para el dimensionamiento de las protecciones del foso. Para ello se determinaron las presiones máximas con probabilidad de ocurrencia del 99,9% y las presiones mínimas con probabilidad de 0,1%, en forma análoga al estudio de cuencos a resalto.

En general la amplitud de fluctuaciones fue muy baja, tal como se observa en la Figura 9. Las amplitudes estuvieron en un rango de +/-2 mca, en zonas de elevada profundidad. Sólo se detectaron presiones negativas en la zona superior del talud izquierdo, donde hay escasa carga de agua, y esas presiones no alcanzaron -1 mca.

Estos resultados han sido promisorios para encarar el diseño de las protecciones, y pasar a una segunda etapa de evaluación con fondo mixto (fondo móvil con protecciones fijas).



Figura 8.- Niveles Piezométricos en el Foso de Disipación en una Sección Instrumentada. Caudal Máximo.



Figura 9.- Presiones Medias y con Probabilidades de Ocurrencia de 0,1 y 99,9% para una sección instrumentada en el foso. Caudal Máximo.

CONCLUSIONES

Para el aprovechamiento Cóndor Cliff se ha seleccionado un aliviadero con disipación en forma de salto de esquí dentado. La utilización de un salto con deflectores ha resultado una alternativa factible que consigue una buena dispersión del chorro con la consiguiente reducción de la potencia unitaria del mismo. Esto permite adaptarse a las condiciones geológicas y geomorfológicas del sitio. Se prevén protecciones de hormigón en dos de los taludes del foso de

disipación. Las fluctuaciones de presión medidas han sido muy bajas y no se han detectado presiones negativas importantes.

Se ha detectado un efecto de pared en los chorros laterales al no utilizar deflectores de borde, por lo que se ha modificado la disposición de los dientes, con la misma geometría, la que muestra la Figura 10, como una optimización resultante de la etapa inicial de ensayos.



Figura 10.- Alternativa de Disposición de Deflectores para el Salto de Esquí.

REFERENCIAS

Brito, S. N. 1991. "Investigacao geomecanica a jusante de vertedouros com dissipador en salto de esquí". *Anales XIX Seminario Nacional de Grandes Barragems*. pp. 265-281. Aracajú. Brasil.

Erpicum, S.; P. Archambeau, B. Dewals y M. Pirotton. 2010. "Experimental Investigation of the Effect of Flip Bucket Splitters on Plunge Pool Geometry." *WasserWirschaft*. 4/2010

Ervine, D.A.; Falvey, H.T. y Withers, W. 1997. "Pressure fluctuations on plunge pool floors." *Journal of Hydraulic Research*, Vol 35, N° 2, pp. 257-279

Golzari Rahat Abad, F. (2004). "Effect of using dentate ski jump spillways on scouring profile" *Proceedings 2nd International Conference on Scour and Erosion*, Singapore, 2004.

Heller, V., Hager, W.H., Minor, H.-E. (2007). "Hydraulics of ski jumps". Proc. 32nd IAHR Congress, Venice, Paper 377: 1-10, IAHR, Madrid.

Mason, P. J., and Arumugam, K. (1985). "Free jet scour below dams and flip buckets". *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 111, N°2, pp 220–235.

Toapaxi, J.; Hidalgo, X.; Valencia, N. y Castro, M. (2015). "Bases para el Dimensionamiento Hidráulico de Formas Especiales de Saltos de Esquí en Presas". *Revista Politécnica*. Vol.35 N°3. Febrero de 2015. Ecuador.

IAHR

NUEVO ENFOQUE PARA CONSIDERAR LA DURABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS EN GAVIONES RELACIONADO AL NUEVO TIPO DE PROTECCIÓN APLICADO A LOS ALAMBRES

¹Gerardo Fracassi, ²Javier Herrera, ³Petrucio Santos Junior

^{1,3}Maccaferri do Brasil Ltda., Brasil
 ¹fracassi@maccaferri.com.br
 ³petrucio@ maccaferri.com.br
 ²Maccaferri de Argentina, Argentina
 ²jherrera@maccaferri.com.ar

RESUMEN: Nuevas tecnologías permiten aumentar significativamente la vida útil de las estructuras en gaviones en relación a la agresividad del medio en el cual son construidas, sea en relación a fenómenos de corrosión o fenómenos de abrasión presentes en los cursos de agua. Un nuevo enfoque permite considerar las características de la malla en el dimensionamiento de la estructura en relación a su durabilidad.

ABSTRACT: New technologies allow to significantly increase the useful life of structures in gabions in relation to the aggressiveness of the environment in which they are built, either in relation to corrosion phenomena, or to abrasion phenomena present in water courses. A new approach allows to consider the characteristics of the mesh in the dimensioning of the structure in relation to its durability.

PALABRAS CLAVES: gavión, durabilidad, dimensionamiento

INTRODUCCIÓN

Según Fracassi (2017), los gaviones empezaron a ser usados hace más de 2000 años. Fueron encontrados vestigios de estructuras similares en las ruinas de la ciudad de Caral, Perú datadas aproximadamente 2627 a. C. (Figura 1a) y hay noticias de obras parecidas usadas en la misma época en Egipto en el alto Nilo. En ambos casos fueron usados mallas vegetales para contener las piedras, en el primero caso eran constituidos de red trenzada y en el segundo de mimbres entrelazados. Durante la edad media y el Renacimiento estructuras parecidas fueron usadas como fundación, y en el siglo XIX fueron usadas en las guerras napoleónicas y en la guerra civil americana para construir baluartes (Figura 1b).



Figura 1.- Primeras aplicaciones de los gaviones: a) Caral "gaviones de malla vegetal trenzada"; b) guerra civil americana (FRACASSI, 2017)

El gavión metálico, parecido al que hoy conocemos apareció por primera vez poco después, en 1892 cuando fue usado en el río Reno para reconstruir un dique que había sido destruido durante una crecida (Figura 2).



Figura 2.- Primer caso de muros en gaviones (FRACASSI, 2017)

El gavión, en ese entonces era muy diferente del que conocemos actualmente ya que era producido con malla eslabonada y no de doble torsión. El revestimiento del alambre, que inicialmente era de muy bajo gramaje, fue aumentando hasta llegar en los años '50 a los valores aún usados actualmente, de algunas centenas de gramos de cinc por metro cuadrado. En los años '90 del siglo pasado surgió la aleación de zinc-aluminio que es usada hoy día. Actualmente están siendo estudiadas nuevas aleaciones para aumentar la protección del alambre.

DURABILIDAD EN FUNCIÓN DEL AMBIENTE

Debido a que los gaviones metálicos tienen serias restricciones en ambientes muy agresivos, en los años '40 del siglo pasado empezó a ser usado un recubrimiento adicional en material plástico, el poli vinil cloruro, más conocido como PVC que, aún cumpliendo su acción de protección en muchos ambientes agresivos, tenía y tiene algunas limitantes que son:

- Contener en su composición elementos químicos como halogenios (cloro) y tóxicos (DOP's, plastificantes, ftalatos, etc.) que, aún en pequeña cantidad, pueden ser contaminantes al medio ambiente;

- tener una resistencia media o baja a algunos ácidos cuando estos se encuentran a altas concentraciones (sulfúrico, fórmico, acético), al hidróxido de potasio, a la soda cáustica y al amonio líquido, todos estos productos pueden estar presentes en los cuerpos de agua debido a descargas industriales, residuales y agroquímicas;

- tener una resistencia media a los rayos ultravioleta;

- tener una resistencia media a la abrasión.

En el curso de los últimos años se ha estudiado el comportamiento mecánico de los gaviones y como sus propiedades físicas pueden cambiar con el tiempo y con la exposición a ciertos ambientes, a través de las características de la red metálica y considerando su durabilidad. Estos estudios permitieron desarrollar un nuevo gavión, el Gavión PoliMac, que presenta propiedades de resistencia mecánica y química que lo diferencian del gavión recubierto de PVC (también llamado RPT), lo que le permite ser utilizado en ambientes agresivos. La Figura 3 muestra el comportamiento del Gavión PoliMac en comparación con el RPT al ser expuesto a diferentes productos químicos.



Figura 3.- Comportamiento del RPT y del PoliMac expuestos a diferentes productos químicos presentes en ambientes agresivos

En la Figura 4 es posible observar el comportamiento del revestimiento polimérico de la red del Gavión PoliMac al exponerlo a radiación ultravioleta. Estos resultados se basan en ensayos realizados bajo norma EN10223-3 e ISO 4892-3, la cual indica que el revestimiento no debe presentar variaciones mayores al 25% al cabo de una exposición de 2.500 horas.



Figura 4.- Ensayo de envejecimiento acelerado – Resistencia a la tracción del revestimiento polimérico del gavión PoliMac

Los dos revestimientos poliméricos, PoliMac y PVC, también fueron comparados en su resistencia a la abrasión. Por no existir normas específicas que permitan verificar la resistencia a la abrasión del revestimiento y el alambre usado en la confección de los gaviones, fueron adaptadas normas existentes para otros materiales y además se desarrolló un ensayo de laboratorio denominado abrasión sobre piedra abrasiva.

El primer ensayo fue realizado adaptándose a la norma brasileña NBR 7577 "Fios e Cabos eléctricos" para cables eléctricos, en la cual se genera abrasión con una punta de acero sobre el cuerpo de prueba, el cual está compuesto por un alambre con revestimiento polimérico. El equipo empleado en el ensayo consta de un pistón neumático que porta una punta de acero conectada a un circuito cargado eléctricamente. La punta de acero, perpendicular a la superficie de la muestra, se desliza longitudinalmente en la parte superior del alambre revestido. Los cuerpos de prueba tienen una longitud de 600 mm y la velocidad del ensayo es de 300 mm/s. La prueba se da por finalizada cuando el revestimiento, en cualquier punto a lo largo de la muestra es totalmente removido, permitiendo que la punta de acero entre en contacto con el alambre y cierre el circuito eléctrico (Fig. 5). Con el revestimiento en PVC (RPT) el ensayo fue finalizado después de 12.811 ciclos, con el revestimiento PoliMac el ensayo se finalizó después de 140.000 ciclos, esto es, aproximadamente once veces más.



Figura 5.- Ensayo de abrasión según la norma NBR 7577

El segundo ensayo, desarrollado por Maccaferri y denominado ensayo de abrasión sobre piedra abrasiva, consiste en apoyar un cuerpo de prueba sobre una piedra abrasiva vinculada a un motor/esmeril de banco; la velocidad del ensayo es controlada en 300 rpm. Se mide el tiempo de duración del ensayo a través de un cronometro, y a cada minuto se realiza una verificación del desgaste del revestimiento en la región de contacto con la piedra (Fig. 6). El ensayo se da por

finalizado cuando al realizar la inspección del cuerpo de prueba se identifica que el revestimiento polimérico ha sido removido totalmente del sector donde está siendo sometido a abrasión. Con el revestimiento en PVC el ensayo fue finalizado después de ocho minutos, y con el revestimiento PoliMac después de 135 minutos, esto es, aproximadamente dieciséis veces más.



Figura 6.- Ensayo de abrasión sobre piedra abrasiva

Los resultados de los ensayos son informados en los gráficos de la Fig. 7.



Figura 7.- Resultados de los ensayos del pistón neumático (izquierda) y piedra abrasiva (derecha). La columna en color verde correspondo al revestimiento PoliMac y la columna gris al PVC (RPT).

Adicionalmente, para verificar si el comportamiento del revestimiento es condicionado por el medio en el cual el material es usado, se sumergieron cuerpos de prueba en soluciones acuosas controladas de pH 2, 4, 6, 8, 10 y 12, durante 500, 1000, 2000, 3000 y 5000 horas; cumplido el tiempo de exposición los cuerpos de prueba fueron retirados de la solución acuosa y sometidos al ensayo de abrasión sobre piedra abrasiva. Los resultados para pH 2 y 12 son presentados en los gráficos de la Fig. 8.



Figura 8.- Diferencia de comportamiento de las muestras sumergidas en soluciones extremas con pH 2 y 12. Las columnas en color verde correspondo al revestimiento PoliMac y las columnas en gris a PVC (RPT).

El tercer ensayo, cuya finalidad es comparar la resistencia a la abrasión de los revestimientos metálicos zinc-aluminio (también conocido como Galfan) y los revestimientos poliméricos PoliMac

y PVC, fue realizado adaptando el ensayo de desgaste de agregados con la Maquina de Los Ángeles según la norma ASTM C131 (modificado por TRI Environmental Inc.). Los cuerpos de prueba de los distintos materiales antes mencionados fueron insertados en el equipo, y mesclados con piedras de cantera y agua; la rotación del mismo provocó el desgaste de las diferentes muestras. Todas las muestras medían 6 mm de espesor y 16 mm de diámetro y fueron pesadas antes y después del ensayo, para medir la pérdida de masa durante la prueba (Figura 9).



Figura 9.- a) Equipo Los Ángeles, b) material de desgaste usado y c) cuerpos de prueba.

En los resultados relacionados en la Tabla 1 es posible verificar que la pérdida de masa del revestimiento del nuevo gavión PoliMac es del mismo orden de magnitud que el del revestimiento metálico. Aproximadamente es 1,2 veces mayor.

Teniendo en cuenta que:

- el peso específico del PoliMac es de aproximadamente 950 kg/m3, el peso del Galfan (cincaluminio) es de aproximadamente 7.200 kg/m3, entonces el Galfan es 7,3 veces más pesado que el PoliMac;
- el espesor del revestimiento en PoliMac es de 0,5 mm, mientras que el del revestimiento Galfan es de 0,035 mm (35 μm), entonces el revestimiento PoliMac es 14 veces más grueso.

Entonces, a través de este ensayo es posible llegar a la conclusión que el tiempo necesario para desgastar totalmente el nuevo revestimiento del gavión PoliMac es más que el doble del tiempo necesario para desgastar el revestimiento del gavión metálico, y que la vida útil de un nuevo gavión PoliMac, cuando es sometido a la abrasión, es tres veces mayor que la de un gavión con revestimiento metálico.

Material de la muestra			Gavión					
iviale		a	Metálico	PoliMac	PVC			
	Rotaciones	Masa inicial	44.19	7.85	9.46			
	500	Masa [g]	44.18	7.85	9.46			
	500	∆ masa [%]	-0.02	0.00	0.00			
D	1 000	Masa [g]	44.12	7.86	9.45			
Masa total de suelo = 10 kg	1,000	∆ masa [%]	-0.16	0.13	-0.11			
	1 500	Masa [g]	44.13	7.88	9.45			
	1,500	∆ masa [%]	-0.04	0.38	-0.11			
	2 000	Masa [g]	44.10	7.86	9.42			
	2,000	Δ masa [%]	-0.20	0.13	-0.11			
	2 500	Masa [g]	44.08	7.85	9.41			
	2,500	∆ masa [%]	-0.25	0.00	-0.53			
	2 500	Masa [g]	44.085	7.838	9.399			
	3,500	∆ masa [%]	-0.24	-0.15	-0.65			
	4 500	Masa [g]	44.073	7.829	9.392			
	4,500	∆ masa [%]	-0.27	-0.27	-0.72			
	5 500	Masa [g]	44.071	7.824	9.389			
	5,500	Δ masa [%]	-0.27	-0.32	-0.75			

 Tabla 1.- Resultados de las muestras en el ensayo Los Ángeles

A través de los estudios arriba mencionados es así posible obtener factores de reducción que sirvan para considerar las propiedades físicas del gavión y consecuentemente fundamentar el nuevo método de cálculo que verifica la estabilidad de las estructuras en gavión considerando su durabilidad a largo plazo.

DURABILIDAD ESTRUCTURAL

Según Santos Junior (2018), los gaviones son elementos estructurales compuestos por red metálica y material de llenado con alta resistencia a la compresión, capaces de soportar elevados niveles de tensión. Los nuevos gaviones PoliMac presentan características de resistencia a largo plazo capaces de garantizar durabilidad y deformaciones compatibles con los niveles de solicitud impuestos por el ambiente en el que están instalados.

Las investigaciones realizadas se basaron en modelos numéricos complejos que permitieron estudiar el comportamiento mecánico del elemento gavión (Figura 10) y entender cómo las solicitudes externas pueden interferir en las estructuras compuestas por tales elementos. Los modelos creados a través del método de elementos discretos y un análisis teórico juicioso permitieron crear un método de cálculo que analiza los gaviones como nunca antes fue hecho (Figura 11), además de hacer una asociación al estudio de durabilidad en función del tipo de ambiente.



Figura 10.- Comportamiento mecánico de los muros de gaviones: a) tensiones verticales por capa; b) tensiones horizontales por capa (SANTOS JUNIOR, 2018).



Figura 11.- Estudio de la capacidad carga de los gaviones: a) modelo experimental a escala prototipo; b) modelo numérico (SANTOS JUNIOR, 2018).

Además de crear un método de cálculo nuevo para comprender el concepto del muro de gaviones como estructuras de contención, se crearon parámetros que permiten aumentar la durabilidad de los nuevos gaviones cuando están sometidos a tensiones elevadas.

Esta investigación crea un nuevo concepto de durabilidad para los gaviones y permite que los proyectistas e investigadores puedan seguir más allá con los avances de las obras en gaviones, tanto bajo condiciones geotécnicas como bajo condiciones hidráulicas.

CRITERIO DE CÁLCULO

El criterio de cálculo utilizado para el gavión a partir del concepto de durabilidad está basado en la hipótesis de que la malla del gavión se comporta como una membrana elástica capaz de confinar el material de relleno y resistir las presiones horizontales provenientes de los esfuerzos actuantes sobre la estructura (Figura 12).



Figura 12.- Equilibrio de las fuerzas sobre un elemento de membrana (SANTOS JUNIOR, 2018).

Al determinar el equilibrio de fuerzas actuantes sobre la membrana elástica, se obtiene una ecuación que equivale a la ecuación bidimensional de Poisson, en la cual el operador laplaciano se iguala a la relación entre la presión y tensión de tracción actuantes sobre la membrana. Es posible obtener una solución aproximada para el desplazamiento que ocurre en la dirección de la presión aplicada usando el método de las diferencias finitas. Sin embargo, la tensión de tracción sobre la red también varía junto con la presión aplicada. Para solucionar este problema fue propuesto un modelo numérico de la red en elementos discretos y calibrado a través de los resultados experimentales obtenidos de los testes de punción estandarizados (Figura 13).



Figura 13.- Resultados numéricos y experimentales para la punción su la malla hexagonal (SANTOS JUNIOR, 2018).

Basándose en el modelo numérico creado para el ensayo de punción, es posible evaluar la deflexión en un panel de red en función del incremento de presión. Se optó por realizar un análisis del comportamiento de la malla sometida a una tensión normal uniforme. La Figura 14a presenta el modelo propuesto para un panel de dimensiones 1,0 m x 1,0 m (simulando una caja de gavión de un metro de altura), en malla tipo 8×10 producida con alambre de 2,7 mm de diámetro, bajo

condición deformada y la Figura 14b muestra el gráfico de la tensión uniforme en función del desplazamiento en la dirección de la presión aplicada.

A través del gráfico de la Figura 14b, que fue definido a partir de una malla hexagonal igual a aquella discretizada, es posible determinar cuál es el nivel de desplazamiento o deflexión del panel frontal de una camada de un muro de gavión con un metro de altura. Lo mismo puede ser hecho para todos los niveles de un muro, una vez que hayan sido definidas las presiones horizontales. Santos Junior (2018) determinó que en una camada de gaviones la relación entre la presión horizontal y la presión vertical es igual a 0,10.



Figura 14.- a) Malla discretizada en el Método de los Elementos Discretos (MED) bajo condición deformada y b) gráfico de la presión uniforme versus el desplazamiento en la dirección de la tensión aplicada.

Figura 14 muestra los desplazamientos que ocurrirán después de 120 años de envejecimiento de los alambres que componen la malla de doble torsión revestida con PoliMac. Esto es posible, porque son aplicados factores de reducción a la resistencia de la malla de acuerdo con el tipo de ambiente a que están expuestos los gaviones, simulando una reducción de la rigidez de la malla y el consecuente incremento en los desplazamientos a largo plazo para un mismo nivel de presión. Dichos factores permiten introducir una condición estructural bajo una condición de servicio, además de un incremento de la durabilidad contra los efectos abrasivos y los desgastes en función del tipo de ambiente al cual son expuestos los gaviones.

CONCLUSIÓN

Tanto en condiciones de trabajo bajo agua o en condiciones de exposición a ambientes químicamente agresivos, las mallas de los nuevos gaviones PoliMac se encuentran absolutamente estabilizadas debido a los tratamientos industriales adoptados, por lo tanto, el comportamiento de tales materiales puede ser controlado a lo largo del tiempo en diversas situaciones de proyecto.

Las mallas de los gaviones son elementos que presentan comportamiento elástico y consecuente elongación definida en función de las presiones aplicadas. La exposición a ambientes agresivos puede reducir en el tiempo las características mecánicas iniciales de los alambres y, consecuentemente, de la malla alterando la deformación de la cara expuesta. El nivel de elongación determina una deflexión en los paneles que componen las camadas de los muros de gaviones y, en consecuencia de las últimas investigaciones realizadas, es posible definir valores de deflexión bajo condición de servicio de acuerdo con los tipos de alambres metálicos utilizados a lo largo del tiempo.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BRITISH STANDARDS INSTITUTION - BS EN 10223-3 (2013) Steel wire and wire products for fencing and netting. Hexagonal steel wire mesh products for civil engineering purposes.

International Organization for Standardization - ISO 4892-3 (2013) Plastics - Methods of exposure to laboratory light sources - Part 3: Fluorescent UV lamps.

Fracassi, G. (2017). "Proteção de rios com Soluções Maccaferri". Oficina de textos, São Paulo, Brasil. pp. 263-265, 268-272.

Santos Junior, P. (2018). Gabiões e estruturas de arrimo: análise teórico-numérico-experimental do comportamento mecânico. Tese (doutorado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

DISEÑO DE CANALES ESCALONADOS PARA DRENAJE URBANO

Gabriel Rosado Cantillo ⁽¹⁾, *Lilian Posada García* ⁽²⁾, *Ramiro Marbello Pérez* ⁽³⁾ Departamento de Geociencias y Medio Ambiente, Universidad Nacional, sede Medellín garosadoc@unal.edu.co, lposada@unal.edu.co, rvmarbel@unal.edu.co.

RESUMEN.

Dos montajes experimentales con canales escalonados han sido desarrollados en el laboratorio de la Universidad Nacional de Colombia (sede Medellín) en un canal de 6.0 m de largo y 0.40 m de ancho. En el primer montaje se analizó el comportamiento del flujo en un canal de 12° (h=0.08 m, l=0.367 m) en el primer tramo y de 8° (h=0.08 m, l=0.569 m) en el tramo final: En el segundo montaje se analizó el comportamiento del flujo en un canal de 8° (h=0.08 m, l=0.569 m) en el tramo inicial y 17° (h=0.08 m, 1 = 0.256 m) en el tramo final. Para cada uno de los canales se midió la profundidad del flujo mediante un sensor ultrasónico WL 705-12 y se comparó la tasa de disipación de energía del canal escalonado con la correspondiente de un canal de pendiente plana. Para el flujo rasante se obtuvo una disipación de la energía de un 50%; para el flujo saltante la tasa de disipación de la energía fue del 94%. La profundidad del flujo fue comparada con las propuestas de González & Chanson (2007), Othsu et al. (2004) y Llano (2003), dando un error del 15% para la primera, un 9% para la segunda y un 30%, para tercera. Basado en lo anterior se pudo concluir que la metodología de Othsu et al., es la más recomendada. Para el flujo saltante se presentan algunas correlaciones para estimar la profundidad del flujo y la longitud de alcance del chorro. Finalmente se presenta una metodología para el diseño de canales escalonados que incluye los dos regímenes de flujo.

ABSTRACT.

Two experimental assemblies for stepped channels has been studied in the Hydraulics laboratory at the National University of Colombia. On a 6 meters long and 0.4 meters wide experimental channel two assemblies have been implemented by varying the slope from 12° (h = 0.08 m, 1 = 0.367 m) at the first section to 8° (h = 0.08 m, 1 = 0.569 m) at the end. The second assembly considered the flow when varying the slope from 8° (h=0.08 m, 1=0.569 m) in the initial section to 17° (h = 0.08 m, 1 = 0.256 m) in the final section. For each experimental assembly, flow depth was measured by an ultrasonic sensor WL 705-12 and the dissipation rate of the stepped channel was compared with a 12° smooth slope channel. For the skimming flow a rate of 50% of energy dissipation was achieved. For the nappe flow 94% of energy dissipation was accomplished. The flow depth was compared with that proposed by González & Chanson (2007), Othsu et al. (2004) and Llano (2003), giving an error of 15% for the first methodology, 9% for the second and 30% for the last one, for which, the Othsu et al. methodology is highly recommended. For the jumping flow, some correlations are presented to estimate the depth of flow and the length of the jet reach. Finally, a methodology for the design of staggered channels that includes the two flow regimes is presented.

PALABRAS CLAVES: Canales escalonados, flujo rasante, flujo saltante, disipadores de energía.

INTRODUCCIÓN

Actualmente en Colombia, se ha intensificado la construcción de canales escalonados (disipadores de energía), especialmente, por la construcción de vías y canalización de los drenajes naturales; sin embargo, en el país, nunca se ha investigado el comportamiento del flujo en este tipo de canales y se han adoptado investigaciones realizadas a nivel internacional, sin ninguna validación. En este trabajo se presentan los resultados obtenidos en un modelo experimental a escala reducida, donde se simularon las trayectorias del flujo para distintos caudales, con distintas pendientes de canal. La experimentación permitió concluir que la metodología de diseño propuesta por Ohtsu et al. (2004) presenta una menor desviación de los resultados con relación a los valores experimentales.

Desde el año 860 a. c., se tienen reportes de la existencia de canales escalonados, la mayoría de ellos, empleados en corrientes naturales (ríos, quebradas, etc.), pero sin diseño alguno y sin la certeza de que hayan sido usados con el fin de disipar energía. Tan solo en 1906, con la construcción de la Presa de New Croton, se tiene registro del primer canal escalonado, construido con el fin de disipar energía (Chanson, 1994).

De acuerdo con Yasuda et al. (2001), Chanson et al. (2002) y Ohtsu et al. (2004), los canales escalonados son efectivos para disipar energía cinética en flujos supercríticos, cuando se tienen grandes pendientes, en vertederos para presas y estructuras de caídas. En la presente investigación se pudo concluir que en canales de pendiente moderada las estructuras escalonadas presentan una alta tasa de disipación de energía.

El flujo en los canales escalonados es altamente turbulento y presenta auto aireación (concentración de aire en el agua, o aguas blancas), razón por la cual no presenta problemas de cavitación; sin embargo, caracterizar el flujo y determinar el comportamiento hidráulico resulta ser complicado, debido a que se deben tener en cuenta los efectos de la turbulencia, la autoaireación y el intercambio de momentum (González & Chanson, 2007).

Experimentalmente se determinó que en un canal escalonado se pueden presentar tres tipos de flujo: uno que presenta caídas sucesivas escalón a escalón, conocido como flujo saltante (Nappe Flow); otro que tiene apariencia de un flujo cuasi uniforme (ya que aparenta en todo el recorrido estar en fase con el fondo del canal o con la arista del canal,) conocido como el flujo rasante (skimming Flow) y, por último, un flujo que representa la coexistencia entre el flujo saltante y rasante en algunos de los escalones, conocido como flujo transicional (González & Chanson, 2007).

Investigadores como Rajaratnam (1990), Chanson (1996), Ohtsu et al. (2004), Amador (2005), González & Chanson (2007) han estudiado intensivamente las características del flujo en canales escalonados y han presentado muchas recomendaciones para el diseño, basadas en datos experimentales de investigaciones sobre modelos hidráulicos. No obstante, para algunos parámetros, tales como el establecimiento de los diferentes regímenes de flujo, el factor de fricción y las tasas de disipación de energía, no se ha desarrollado un compendio general unificado para el diseño de este tipo de estructuras.

Las condiciones del flujo en los canales escalonados dependen rigurosamente de la altura del escalón y del caudal. El flujo sobre los canales escalonados comenzó a ser ampliamente estudiado por algunos investigadores a partir de 1978 (Essery & Horner, 1978), (Stephenson, 1979), (Rajaratnam, 1990), (Andre et al., 1994), (Chanson, 1994b).

Dado que el flujo en canales escalonados es difícil representarlo mediante fórmulas analíticas, las recomendaciones para el diseño de canales escalonados se fundamentan en los resultados obtenidos en modelos físicos, a escala de laboratorio.

En Colombia se han utilizado tres metodologías para diseñar canales escalonados empleados en drenaje urbano: la metodología propuesta por González & Chanson (2007), la propuesta por Ohtsu et al. (2004) y la tercera, presentada por Llano (2003). El presente documento aporta recomendaciones y conclusiones para el diseño de canales escalonados, a partir de los resultados experimentales obtenidos en dos montajes de diferentes características geométricas. En la Figura 1 se muestran algunos ejemplos de canales escalonados utilizados en drenaje urbano, para la evacuación de aguas lluvias (Figura 1a y Figura 1b) y canalización de drenajes naturales (Figura 1c)



Figura 1.- Ejemplos de canales escalonados empleados en drenaje urbano. a) y b) descarga de aguas lluvias, c) canalización quebrada La Presidenta- Medellín (Antioquia).

MONTAJE EXPERIMENTAL

Se desarrollaron dos montajes experimentales en un canal de 6.0 m de largo y 0.394 m de ancho, del Laboratorio de Hidráulica de la Universidad Nacional de Colombia (sede Medellín). Para cada montaje experimental, se variaron, además de la pendiente longitudinal del canal, la longitud (l) de la huella y la altura (h) de la contrahuella, pasando, en el primer montaje, de 12° (h = 0.08 m, l = 0.367 m) a 8° (h = 0.08 m, l = 0.569 m); y en el segundo montaje, de 8° (h = 0.08 m, l = 0.569 m) a 17° (h = 0.08 m, l = 0.257 m). Para cada escenario de trabajo (o montaje), se simularon diferentes caudales, desde 0.010 m³/s hasta 0.845 m³/s. En la Figura 2 se muestra una imagen con los montajes experimentales realizados.

El ingreso del flujo al canal fue controlado mediante una válvula de cierre y en algunos escalones previamente seleccionados se registraron los datos de profundidad del flujo. Posteriormente estas dos variables se relacionaron mediante el principio de conservación de la masa. El caudal ingresado fue medido mediante un sensor magnético "SPARLING - GM657" y la profundidad del flujo, por medio de un sensor ultrasónico WL 705 - 12.

Mediante análisis dimensional, se determinaron las siguientes variables representativas del comportamiento del flujo rasante [1] y del flujo saltante [2].

$$\frac{d}{h} = f\left(F^*, C, \frac{\sigma}{\rho \cdot h^2 \cdot g}, \theta, \frac{B}{h}, \frac{\mu}{\rho \cdot h^{3/2} \cdot g^{1/2}}\right)$$
[1]

$$\frac{y_1}{h} = f\left(\frac{l_c}{h}, \frac{d_p}{h}, \frac{g \cdot h}{\bar{V}_b^2}, \frac{\mu}{\rho \cdot h \cdot v}\right)$$
[2]



Figura 2.- Montaje experimental, a) configuración 1, b) configuración 2

En la primera configuración experimental el canal tenía 13 escalones, 8 en la zona con pendiente de 12° y 5, en la zona con pendiente de 8° . Para el segundo montaje el canal presentaba 15 escalones, 6 en el tramo de menor pendiente (8°) y 9 en el tramo de mayor pendiente (17°). En cada uno de los tramos se escogieron dos escalones representativos y se midió la profundidad en 13 puntos de cada escalón, con una separación variable entre 3 cm y 6 cm. En cada punto se registraron más de 400 valores y se obtuvo un perfil de la variación turbulenta a lo largo de cada escalón

(Figura 3), luego, se promediaban los valores registrados y se obtenía el perfil de la profundidad media (Figura 4).





régimen de flujo rasante.



ANÁLISIS DE RESULTADOS

En los dos montajes experimentales se observó que, para caudales bajos, prevalecía el flujo saltante, donde el flujo seguía una secuencia sucesiva de caída escalón a escalón, con cierto alcance del chorro y presentaba una cavidad aireada. En ninguna de las configuraciones y bajo ningún escenario de caudal se presentó un resalto hidráulico, sino que, por lo contrario, el flujo presentaba fuertes oscilaciones turbulentas manteniéndose en régimen supercrítico. Una vez se incrementó el caudal, el flujo fue llenando la cavidad aireada, hasta una zona donde se presentaba una oscilación de agua- aire dentro de la cavidad. Este proceso ocasionaba una mayor inestabilidad en el flujo y, de acuerdo con la literatura, se denomina flujo transicional. En la Figura 5a se muestra una imagen con el comportamiento del flujo saltante a una baja velocidad de captura (17 frame per second, fps) y en la Figura 5b, se muestra el comportamiento del flujo saltante a una alta velocidad de captura (2000 fps). Como se puede apreciar, en el flujo saltante se evidencia la formación de una cavidad aireada, aguas abajo del chorro en caída, y la alta turbulencia generada aguas abajo.



Figura 5.- Comportamiento hidráulico de flujo saltante.

Una vez la cavidad se llenó por completo de agua, se comenzó a presentar un flujo uniforme, en fase con la huella del canal, en los canales con pendiente de 8º y 12º, y en fase con las aristas formada entre la huella y contrahuella, en el canal de 17º; visualmente se observó la existencia de vórtices recirculantes dejado del flujo de aproximación. En la Figura 6a se muestra una imagen con el comportamiento del flujo rasante a una baja velocidad de captura (17 fps) y en la Figura 6b, se muestra el comportamiento del flujo una alta velocidad de captura (2000 fps); como se puede apreciar, si bien a simple vista el flujo presenta un perfil uniforme a lo largo de la huella del canal, este presenta una alta turbulencia y alta cantidades de aire atrapado en la masa liquida.



Figura 6.- Comportamiento hidráulico de flujo rasante.

Con base en el trabajo experimental se pudo establecer que para el canal de 8°, el flujo saltante se presentó cuando la relación $y_c/h < 1.02$ y el flujo rasante inició a partir de $y_c/h = 1.25$ (profundidad crítica, y_c ; altura del escalón, h); para el canal de 12°, el flujo saltante se presentó cuando la relación $y_c/h < 1.26$ y el flujo rasante inició a partir de $y_c/h = 1.38$; para el canal de 17°, el flujo saltante se presentó cuando la relación $y_c/h < 1.26$ y el flujo rasante inició a partir de $y_c/h = 1.38$; para el canal de 17°, el flujo saltante se presentó cuando la relación $y_c/h < 1.09$ y el flujo rasante inició a partir de $y_c/h = 1.21$.

Al comparar los resultados obtenidos con los umbrales establecidos por autores como, Llano (2003), Ohtsu et al. (2004), Chanson & Toombes (2004) y Chanson (2002), se pudo establecer que los resultados experimentales presentan un buen ajuste con la zona de inicio del flujo rasante reportada en la literatura; sin embargo, los valores experimentales obtenidos para el flujo saltante no se ajustaron a las investigaciones realizadas por esos autores; es decir, no se observa un patrón definido entre los datos observados y datos reportados en la literatura especializada (Figura 7). Por otro lado, para ninguno de los escenarios de simulación de flujo saltante, se evidenció la formación de resalto hidráulico, lo que quiere decir que el flujo, para estas pendientes mantiene un régimen supercrítico (F>1).



Figura 7.- Comparación de umbrales para el desarrollo de flujos rasante saltante.

Con relación a las variaciones en el perfil longitudinal del flujo, se pudo establecer que el flujo saltante no presenta cambios significativos en la zona de cambio de pendiente (escalón), debido a que éste conserva las características de caídas sucesivas entre un escalón y otro, y las variaciones se presentan conforme a la longitud de la huella, donde se desarrollará una transmisión de cantidad de movimiento. Cabe resaltar que el flujo saltante tiene una relación muy fuerte con la contrahuella (h) y la huella del canal (l) y que no depende únicamente de la pendiente longitudinal.

En el flujo rasante, se pudo observar que en el primer montaje experimental (variación de 12° a 8°), el flujo presentó una ligera variación en el perfil longitudinal, justo en el escalón de la transición; luego, este conservó las características uniformes hasta el último escalón (Figura 8).

Para el segundo montaje (variación de 8° a 17°) se observó que, al variar la pendiente, el flujo presenta altas fluctuaciones turbulentas, debido a que en el canal de menor pendiente presenta unas condiciones de profundidad, alcance del chorro y atrapamiento de aire diferentes al canal de mayor pendiente. En el primer escalón del canal del mayor pendiente (θ =17°), el flujo de aproximación trató de conservar las mismas características del tramo anterior; sin embargo, no todo el flujo logró impactar en la huella del canal, provocando una dispersión parcial en el aire (salpicadura) y la presencia de un flujo secundario que generó una onda de choque (Figura 9) al impactar con el flujo principal. Con base en el registro fotográfico se pudo determinar que la fluctuación turbulenta que genera la salpicadura en la zona de transición es 2 veces la profundidad media del flujo.



Figura 8.- Perfil longitudinal del flujo en el primer montaje experimental (flujo rasante Q=84.6 l/s).





 $\theta = 17^{\circ}$

Para cada uno de los diferentes tipos de flujo (rasante y saltante), se obtuvo una expresión para determinar la profundidad media del flujo, en función, de la relación adimensional de Froude rugoso.

Estimación de la profundidad media del flujo saltante:

$$\theta = 12^{\circ} \rightarrow \frac{d}{h} = 0.8113 \left(\frac{y_c}{h}\right) - 0.1851 \qquad R^2 = 0.994$$
[3]

$$\theta = 8^{\circ} \rightarrow \frac{d}{h} = 0.7549 \left(\frac{y_c}{h}\right) - 0.1854 \qquad R^2 = 0.976 \qquad [4]$$

$$8^{\circ} < \theta < 12^{\circ} \rightarrow \frac{d}{h} = 0.7831 \left(\frac{y_c}{h}\right) - 0.1852 \qquad R^2 = 0.962 \qquad [5]$$

Estimación de la longitud de caída del flujo saltante:

Para
$$\theta = 8^{\circ} \rightarrow \frac{L_d}{h} = 3.6604 \left(\frac{y_c}{h}\right)^{0.5099} \qquad R^2 = 0.9072 \qquad [6]$$

Para
$$\theta = 12^{\circ} \rightarrow \frac{L_d}{h} = 3.5144 \left(\frac{y_c}{h}\right)^{0.3256} \qquad R^2 = 0.9091$$
 [7]

Estimación de la profundidad media del flujo rasante:

 $\theta = 12^{\circ}$.

$$3.6 < F * < 4.9 \rightarrow \frac{d}{h} = 0.4753 \, \mathrm{F}^{* \ 0.3314} \qquad R^2 = 1$$
 [8]

$$4.9 < F * < 6.8 \rightarrow \frac{d}{h} = 0.1464 F^{* \ 1.0625} \qquad R^2 = 0.9939$$
 [9]

$$\theta = 8^{\circ}.$$
 $\frac{d}{h} = 0.2423 \text{ F}^{* \ 0.7514}$ $R^2 = 0.9862$ [10]

$$\theta = 17^{\circ}.$$
 $\frac{d}{h} = 0.0559 F^* - 0.3898F^* + 1.2682$ $R^2 = 0.9553$ [11]

Con el fin de estimar la eficiencia en la disipación de la energía de los canales escalonados frente a los canales de fondo plano, se realizó una comparación entre los valores medidos en el canal de fondo plano y en el canal escalonado. Se pudo concluir que, con régimen de flujo rasante, se puede alcanzar una disipación de la energía específica de un 70%, y para el régimen de flujo saltante se logra una disipación del 94% (Figura 10a). Con relación a la disminución de la velocidad, se pudo establecer que en los flujos rasantes (caudales más altos) se presentó una disminución de un 50%; mientras, en el régimen saltante (caudales más bajos), la disminución fue del 80% (Figura 10b). Sin embargo, cuando la altura del escalón es superior a $2y_c$, se presenta una disminución en la disipación de la energía del flujo saltante y un aumento en la tasa de disipación en flujos rasantes de menor altura de escalón.



Figura 10.- Comparación de los resultados. a) Disipación de la energía específica, b) Disminución de la velocidad.

En la Figura 11a se compara el factor de fricción obtenido en los diferentes montajes experimentales de canal escalonado con el de un canal de fondo plano. Como se puede apreciar, en un canal de fondo plano el factor de fricción, en promedio, es del orden de 0.015, mientras que para los canales escalonados se encuentra en un rango de 0.1 a 0.2, lo que representa un aumento de unas 10 veces en el factor de fricción.

En la Figura 11b se comparan los valores de factor de fricción presentados por Ohtsu et al. (2004), para canales con $5.7^{\circ} \le \theta \le 19^{\circ}$, y los estimados en el presente trabajo. No se encontró la misma tendencia en los valores debido a que, de acuerdo con las mediciones, cuando h/yc disminuye el factor de fricción aumenta, contrario a los valores que presenta Ohtsu et al. (2004).

De acuerdo con los resultados obtenidos y en concordancia con lo propuesto por Ohtsu (2004), se pudo establecer que, en los canales escalonados bajo el régimen rasante, la fricción máxima se logra cuando la relación y_c/h se encuentra entre 0.43 y 0.70



Figura 11.- Comparación del factor de fricción. a) canal de fondo plano y canal escalonado, con relación al número de Reynolds, b) Ecuaciones propuestas por Ohtsu et al. (2004) y los estimados en la presente investigación.

Con el fin de comparar los resultados obtenidos en los diferentes montajes experimentales y calibrar las propuestas metodológicas más utilizadas en Colombia para el diseño de canales escalonados bajo régimen rasante, se calcularon los parámetros establecidos en la metodología de Othsu et al. (2004), González & Chanson (2007) y Llano (2003). Se encontró que para el canal escalonado de 12°, la metodología que presentó un mejor ajuste fue la de Othsu et al. (2004), la cual presenta una desviación entre un 3%-15%, respecto a los valores de profundidad medidos. Con la metodología de González & Chanson (2007), la desviación de los valores se encuentran entre un 10%- 25%. Cabe resaltar que para los caudales más altos, en ambas metodologías se presentaron mayores desviaciones en los resultados.

Para el canal de 8° se pudo identificar que ambos métodos presentaron desviaciones entre un 8% a un 12%, aproximadamente (Figura 12b). Con base en lo anterior, se puede concluir que ambas metodologías representan el comportamiento de un flujo rasante para esta configuración de pendiente.

Con relación al canal de 17°, se pudo evidenciar que la metodología propuesta por Ohtsu et al. (2004), presenta una desviación entre el 0%- 10% y González & Chanson (2007), presenta una desviación que oscila entre (-10% y 10%); sin embargo, de acuerdo con lo que se pudo apreciar la desviación tiende a aumentar con la metodología de González & Chanson.



Figura 12. - Comparación de profundidades medidas en canal escalonado y teóricas según González & Chanson (2007), Ohtsu et al. (2004) y Llano (2003): a) Pendiente 17°, b) pendiente 8°, c) pendiente 12°

Para todos los escenarios de pendiente analizados, el método de Boes & Hager (2003) presenta desviaciones con relación a la línea de ajuste perfecto entre un 20 y 40%; por lo tanto, no se recomienda la metodología de Llano (2003) para estimar la profundidad media del flujo ya que esta aplica la expresión de Boes & Hager (2003).

Para el flujo saltante se pudo establecer que ha sido un régimen con muy pocas investigaciones, que ha sido aplicado a flujo sobre un solo escalón y bajo un flujo de aproximación con régimen subcrítico. Basados con las mediciones del flujo saltante y luego de analizar los resultados, se concluye que las ecuaciones de flujo saltante aplicadas en el medio (Rand, 1950), no son válidas cuando se presenta un régimen de flujo supercrítico. En el presente trabajo de investigación, se incluyen algunas expresiones para calcular las características del flujo saltante en canales escalonados con régimen de flujo supercrítico, en un rango de aplicación entre $8^{\circ} < \theta < 12^{\circ}$.

METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE CANALES ESCALONADOS

Para el diseño de canales escalonados utilizados en drenajes urbanos como disipadores de energía, se recomienda la siguiente metodología:

- 1. Calcular el hidrograma de creciente para el caudal de diseño; generalmente, en drenajes urbanos el diseño de obras hidráulicas está asociado a la creciente de 100 años de periodo de retorno.
- 2. Escoger el ancho del canal (B), determinar la altura total del canal, midiendo la cota inferior del canal hasta la cota superior (H_t), trazar el perfil longitudinal del eje del canal y seleccionar las pendientes para los diferentes tramos del canal (So).

Si el canal presenta variaciones en la pendiente longitudinal, se deberá diseñar cada tramo de forma independiente. Para ese caso, la altura total será la cota de inicio del canal menos la cota inferior del canal, esta cota, a su vez, será la cota superior del tramo siguiente (aguas abajo).

- 3. Calcular la profundidad crítica del flujo $y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2 \cdot g}}$.
- 4. Obtener el parámetro $\frac{H_t}{v_c}$
- 5. Determinar la altura mínima de la contrahuella, h, con la ecuación 12.

$$1.43 \le \frac{h}{y_c} \le 2.32$$
 [12]

6. Según las características geométricas del canal y las condiciones del flujo, determinar el régimen del flujo (flujo rasante, saltante o transicional).

Estimar el inicio del régimen rasante del flujo según el criterio de Chanson & Toombes (2004) para $\frac{h}{l} < 1.5$:

$$\frac{y_c}{h} < \frac{0.9821}{\left(\frac{h}{I} + 0.388\right)^{0.384}}$$
[13]

Estimar la formación del flujo saltante utilizando el criterio de LLano (2003): Límite superior de flujo saltante.

Para 0.06
$$< \frac{h}{l} < 0.20 \rightarrow \frac{y_c}{h} = 11.01 \left(\frac{h}{l}\right)^2 - 4.398 \left(\frac{h}{l}\right) + 1.249$$
 [14]

Para 0.20
$$< \frac{h}{l} < 1.43 \rightarrow \frac{y_c}{h} = -0.372 \left(\frac{h}{l}\right) + 0.886$$
 [15]

- 7. Si el flujo es "rasante"
 - Pendiente menor a 19°, evaluar la relación $\frac{h}{v_c}$ (Ohtsu et al. (2004).

$$\left(\frac{h}{y_c}\right)_B = 13(\tan\theta)^2 - 2.73\tan\theta + 0.373$$

Estimar el factor de fricción de Darcy Weisbach, en función del ángulo del canal.

$$f = f_{max} - A \left(0.5 - \frac{h}{y_c} \right)^2, \quad \text{Para } 0.1 \le \frac{h}{y_c} \le 0.5$$

$$f = f_{max}, \quad Para \; 0.5 \le \frac{h}{y_c} \le \frac{7}{6} (\tan \theta)^{1/6}$$

$$A = 1.7x 10^{-3} \theta^2 + 6.4x 10^{-2} \theta - 1.5x 10^{-1}$$

$$f_{max} = -4.2x 10^{-4} \theta^2 + 1.6x 10^{-2} \theta + 3.2x 10^{-2}$$

• Pendiente mayor a 19°, el flujo será siempre del tipo SKA. Verificar si el flujo está completamente desarrollado mediante la expresión (González & Chanson, 2007):

$$\frac{h}{y_c} > 10.1193 \cdot \cos\theta \cdot sen\theta^{0.259} \left(\frac{l}{h \cdot \cos\theta}\right)^{0.935}$$

Estimar el factor de fricción de Darcy Weisbach, en función del ángulo del canal.

$$f = f_{max} - A \left(0.5 - \frac{h}{y_c} \right)^{-}, \quad \text{Para } 0.1 \le \frac{h}{y_c} \le 0.5$$

$$f = f_{max}, \quad Para \; 0.5 \le \frac{h}{y_c} \le \frac{7}{6} (\tan \theta)^{1/6}$$

$$A = 0.452$$

$$f_{max} = 2.32x 10^{-5} \theta^2 - 2.75x 10^{-3} \theta + 2.31x 10^{-1}$$

7.1. Calcular la profundidad media del flujo (d_w) mediante la ecuación 16 y determinar la velocidad media del flujo mediante la ecuación de continuidad $v = \frac{q_w}{d_w}$.

$$d_w = \left(\frac{f}{8 \cdot seno \,\theta}\right)^{1/3} y_c \tag{16}$$

- 7.2. Calcular la concentración media del aire (ecuación 17, 18)
- Para 5.7° $\leq \theta \leq 19^{\circ}$; $0.1 \leq h/y_c \leq \frac{7}{6} (\tan \theta)^{1/6}$ $C = D - 0.30 \exp\left(-5\left(\frac{h}{y_c}\right)^2 - 4\left(\frac{h}{y_c}\right)\right) \qquad D = 0.300$ [17]

Para 19° $\leq \theta \leq 55^{\circ}$

 $D = -2.0x10^{-4}\theta^2 + 2.14x10^{-2}\theta - 3.57x10^{-2} \qquad (R^2 = 0.743)$ [18]

7.3. Calcule la profundidad y90, que representa, la altura del flujo donde la concentración del aire disuelto en el agua es el 90%.

$$y_{90} = \frac{d}{(1-C)}$$
[19]

- 7.4. Determine la altura del muro, como 2y90.
- 8. Si el flujo es "saltante"
 - 8.1. Si el flujo de aproximación es subcrítico, con resalto hidráulico definir las características del flujo mediante las siguientes expresiones:

$$\frac{y_1}{h} = 0.54 \left(\frac{y_c}{h}\right)^{1.275} [20] \qquad \frac{y_2}{h} = 1.66 \left(\frac{y_c}{h}\right)^{0.81} [21] \qquad \frac{d_p}{h} = \left(\frac{y_c}{h}\right)^{0.66}$$

$$\frac{L_d}{h} = 4.30 \left(\frac{y_c}{h}\right)^{0.81} \qquad [22] \qquad \frac{y_i}{h} = 0.687 \left(\frac{y_c}{h}\right)^{1.483} \qquad [23] \qquad \tan(\theta) = 0.838 \left(\frac{y_c}{h}\right)^{-0.586} \\ \frac{L_r}{y_1} = 8 \left[\left(\frac{y_c}{h}\right)^{1.5} - 1.5 \right] \qquad [24]$$

- 8.2. Si el flujo de aproximación es supercrítico, determinar la profundidad del flujo (pendiente entre $8^{\circ} < \theta < 12^{\circ}$), mediante la ecuación 5.
- Determinar la longitud de alcance del chorro en caída mediante la ecuación 26.

 $\frac{L_{d}}{h} = \chi \left(\frac{y_{c}}{h}\right)^{\Phi}$ 25

Donde χ y ϕ están relacionados con la pendiente del canal, se la siguiente manera:

$$\chi = 4.3 - 3.9 \left(\frac{h}{l}\right)$$

$$\phi = 0.81 - 1.2 \left(\frac{h}{l}\right)$$
26
27

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se compararon los valores de profundidad medidos en el laboratorio con las propuestas de Llano (2003), González & Chanson (2007), Ohtsu et al. (2004), resultando un error de 15%, con respecto a la metodología de González & Chanson y del 9%, con la de Ohtsu et al. Se descartó la metodología de Llano, debido a que solo era aplicable para canales escalonados, con una pendiente entre $30^{\circ} < \theta < 55^{\circ}$.

De acuerdo con los resultados experimentales se encontró que el factor de fricción es independiente del ángulo del canal pero presenta una relación directa con el caudal y la altura del escalón; un aumento significativo en la altura del escalón disminuye la tasa de disipación de la energía.

Los canales escalonados independiente del tipo de flujo (saltante ó rasante) presentan altas tasas de disipación de la energía; por tanto, se valida su uso para disipar la energía cinética en drenaje urbano.

En la mayoría de los reportes de literatura especializada no se recomienda diseñar bajo el régimen transicional; sin embargo, los resultados de esta investigación muestran que la tasa de disipación se encuentra entre un 80%-70%.

En la actualidad, no existe un modelo numérico de fácil acceso y operación (1D y 2D), que represente el comportamiento del flujo bifásico; por lo tanto, la modelación física resulta indispensable para determinar el comportamiento del flujo en canales escalonados.

Si bien el presente estudio no contempla el análisis del flujo transicional, se debe precisar, que, aunque se presentan mayores fluctuaciones en el flujo, las cuales generan salpicaduras del agua, para canales empleados en drenajes urbanos, el flujo transicional no compromete la estabilidad de las estructuras escalonadas.

En el presente documento se presenta una metodología unificada para el diseño de canales escalonados, que contempla los regímenes de flujo saltante y rasante.

REFERENCIAS

Boes, R. M., & Hager, W. H. (2003a). Hydraulic design of stepped spillways. Journal of Hydraulic Engineering-, ASCE. 129, 671–679.

Boes, R. M., & Hager, W. H. (2003b). Two-Phase Flow Characteristics of Stepped Spillways. Journal of Hydraulic Engineering, 129(9), 661–670. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2003)129:9(661)

Chanson, H. (2000). Hydraulics of Stepped Spillways: Current Status. Journal of Hydraulic Engineering, 126(9), 636–637. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2000)126:9(636)

Chanson, H. (2002). The hydraulics of Stepped chutes and Spillways. Lisse: A.A Balkema Publishers.

Chanson, H. (2004). The Hydraulics of open channel flow: an Introduction. (Elsevier, Ed.) (Second Ed.)

Estrella, S. (2013). Comportamiento hidráulico de aliviaderos escalonados sin cajeros laterales en presas de HCR, 192.

Felder, S., & Chanson, H. (2011). Energy dissipation and air entrainment on stepped spillways with non-uniform cavity sizes, (July), 2412–2419.

Felder, S., & Chanson, H. (2016). International Journal of Multiphase Flow Air – water flow characteristics in high-velocity free-surface flows with 50 % void fraction. International Journal of Multiphase Flow, 85, 186–195. https://doi.org/10.1016/j.ijmultiphaseflow.2016.06.004

Llano, S. (2003). Hydraulics of Stepped Structures- Importance of Flow Regimes on Stepped Chutes and Practical Application in Developing Countries.

Frizell, K. W., & Frizell, K. (2015). Guidelines for Hydraulic Design of Stepped Spillways.

Gonzalez, C. (2007). Diseño hidráulico de vertederos escalonados con pendientes moderadas: metología basada en un experimento conceptual, XXII, 5–20.

Fratino, U., Pastore, C., & Renna, F. (2003). Sulle caratteristiche del moto in regime di vena su scaricatori a gradini. Workshop La Difesa Idraulica Del Territorio Trieste, in [Italian], 217–228.

Ohtsu, I., Yasuda, Y., & Takahashi, M. (2004). Flow Characteristics of Skimming Flows in Stepped Channels. Journal of Hydraulic Engineering, 130(9), 860–869. Retrieved from 10.1061/(ASCE) 0733-9429(2004)130:9(860)

Rosado, G. (2017). Metodología para el diseño de canales escalonados, disipadores de energía, empleados en drenaje urbano, basada en modelación física. Universidad Nacional de Colombia-sede Medellín.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

DETERMINAÇÃO DE TAXAS DE EROSÃO PARA MISTURA DE BORRACHA E CIMENTO PARA APLICAÇÃO EM MODELOS REDUZIDOS

Rubens Gomes Dias Campos¹, Aloysio Portugal Maia Saliba², Raquel de Souza Camargos³, Victor Hugo Brum Biscaro³, Daniel Tuler Passos³

Doutorando UFMG, Professor Adjunto UFMG, Graduandos Colaboradores UFMG rubensengenheiro2004@yahoo.com.br, asaliba@ehr.ufmg.br, raquel_camargos@hotmail.com, victorhugobrumbiscaro@gmail.com, danieltpassos@gmail.com

RESUMO:

Este artigo apresenta resultados de taxas de erosão encontradas em Corpos de Prova (CP) compostos por uma Mistura de granulado de Borracha, Cimento e Água (MBCA), curados durante 24 horas, concebida para representar em escala solos compactados de maciços de barragem de terra homogêneas no tocante à erodibilidade. Pretende-se utilizar este material em uma série de experimentos, tais como ruptura de barragens em canais para avaliar equações de brechas, erosão em pilares de pontes, processos erosivos em canais naturais, entre outros. O objetivo deste trabalho é determinar quais velocidades do fluxo são compatíveis a cada concentração de cimento em massa adicionada na mistura MBCA, considerando os efeitos de escala na erodibilidade do material. Análises estatísticas entre diferentes metodologias de execução dos CPs, levantamento de questões qualitativas dos ensaios, análise dos resultados de erodibilidade e comparações com possíveis grupos de solos a serem representados foram também desenvolvidas.

ABSTRACT:

This paper shows results of erosion rates found in Probe Bodies (CP) composed of a Mixture of Rubber, Cement and Water (MBCA), cured for 24 hours, designed to represent compacted soils of earth dams scaled on their erodibility. It is intended to use this material in a series of experiments, such as dam break inside channels to evaluate breach equations, scour in bridge piers, erosive processes in natural channels, among others. The objective of this work is to determine which flow velocities are compatible with each mass cement concentration added in the MBCA mixture, considering the effects of scaling in the materials erodibility. Statistical analysis of different methodologies for the execution of CPs, qualitative questioning of the trials, analysis of erodibility results and comparisons with possible groups of soils to be represented were also developed.

PALAVRAS CHAVE: Erodibilidade, Erosion Apparatus, modelos reduzidos, Erodibility; Erosion Apparatus; reduced models.

INTRODUÇÃO

A modelagem física em laboratório pode ser utilizada para representar fenômenos que ocorrem em estruturas hidráulicas, tais como canais e barragens. Para representar barragens, os fenômenos mais reproduzidos em modelos físicos reduzidos em laboratórios são as rupturas hipotéticas de maciços, com a verificação de formação de brecha como proposto por Saliba (2009).

Devido à impossibilidade de se trabalhar com materiais como solos argilosos, siltosos e arenosos, pois os mesmos podem danificar o sistema de bombeamento (abrasão, cavitação), e tornar a água utilizada no ensaio inservível, devido à coloração que estes materiais agregam ao fluxo, são usuais a substituição destes solos por materiais inertes e insolúveis que possam ser coletados antes de se incorporar ao fluxo. Nesta pesquisa está sendo utilizado um granulado de borracha que tem coesão nula e, para que este material se torne mais representativo das características geotécnicas de um solo, são adicionadas pequenas parcelas de uma mistura cimento/água em proporção variadas (Mistura Borracha Cimento Água - MBCA).

Porém, as taxas mais adequadas de cimento na MBCA devem ser testadas para representar as taxas de erosão similares àquelas de um solo em estudo. Assim, foi adaptado de Briaud *et al.* (2001) um aparato para esta finalidade (Figura 1).



Figura 1.- Arranjo esquemático para determinação de taxa de erosão (Adaptado de Briaud et al. (2001)).

Inicialmente as formulações apresentadas por Briaud *et al.* (2001) demonstram que a tensão crítica de arraste é linearmente proporcional ao D_{50} de um solo. Conforme Briaud *et al.* (2001) as formulações foram desenvolvidas para solos que não possuem ação de outras forças que não o atrito entre os grãos, ou seja, para solos granulares tipo areia e pedrisco.

Porém, para esta pesquisa, o material difere do material ensaiado por Briaud *et al.* (2001), pois, conforme dito, se trata de um material preponderantemente elástico (Mistura Borracha Cimento Água – MBCA) com uma coesão simulada pelo efeito aglomerante do cimento adicionado.

OBJETIVO

O objetivo da pesquisa é desenvolver testes em um aparato adaptado, inspirado no equipamento descrito por Briaud *et al.* (2001), e obter taxas reais de erosão de uma mistura de granulado de borracha com cimento/água (MBCA), as quais serão representações das taxas de erosão de solos sobre efeitos de uma tensão cisalhante promovida por um fluxo constante. O fluxo constante erosivo pode ser devido a turbulências que ocorrem em pilares de pontes, como descrito no próprio texto de Briaud *et al.* (2001), ou como ocorre em processos de erosões de maciços de barragens, como descrito por Campos *et al.* (2018) e Saliba (2009). Estas taxas de erosão do

composto MBCA serão determinadas para várias vazões, de forma que sua aplicação em outros modelos físicos reduzidos em laboratórios seja representativa destas várias condições hidrodinâmicas. Foram utilizadas as vazões entre 17,6 e 68,0 m³/h, e sempre que possível procurouse verificar as condições para vazões em torno de 20, 30, 40, 50 e 60 m³/h.

METODOLOGIA

O mecanismo de teste de erosão utilizado, o *Erosion Function Apparatus* (EFA), utiliza amostras de solo em tubos de paredes finas para gerar uma taxa de erosão e de esforções cisalhantes por meio do fluxo d'água passante em determinada velocidade (BRIAUD *et al.*, 2001). A partir dos princípios utilizados para seu funcionamento, foi reproduzido um aparato de erosão semelhante no Centro de Pesquisas Hidráulicas (CPH/UFMG), no qual foram realizados os experimentos desta pesquisa.

Para a realização do teste de erosão o aparato apresenta uma caixa retangular com dimensões transversais de 9,63 cm de largura e 7,88 cm de altura, possuindo 18,30 cm de comprimento, revestidas lateralmente por acrílico, para ser possível a visualização do teste. A água captada de um reservatório, com ajuda de duas bombas ligadas em paralelo, é conduzida ao aparato e volta para o reservatório, concluindo assim, um circuito fechado. Na parte inferior dessa caixa, está localizado um furo que permite introduzir um tubo de ensaio com diâmetro interno de 40,0 mm, no qual a amostra a ser testada está inserida, com utilização de um pistão.

Devido às características elásticas do material a ser ensaiado (MBCA), foram necessárias as seguintes etapas para promover a expulsão de vazios do material:

- 1. Pesa-se uma parcela de borracha granulada (em torno de 130 g);
- 2. Pesa-se uma parcela de cimento (em taxas crescentes para cada tubo de ensaio);
- **3.** Promove-se a mistura da borracha granulada e do cimento previamente pesado em recipiente fechado;
- 4. Procede-se a umidificação da amostra (verificando-se que não pode haver excesso que cause escorrimento de água ou formação de poças no fundo da amostra);
- 5. Preliminarmente a compactação, ou adensamento das amostras no tubo de ensaio, é necessário lubrificar a superfície interna do tubo, para que a rugosidade desta superfície não gere atrito e dificulte o deslocamento da amostra, levando a possíveis fissuras ou fragmentação da amostra durante o ensaio;
- 6. O material MBCA é colocado, para ser compactado ou adensado, em três camadas nos tubos de ensaio com 40,0 mm de diâmetro interno por 165,0 mm de altura média;
- 7. Cada camada é compactada por uma carga dinâmica padrão de 1 kg com uma altura de queda de 10,0 cm com 10 golpes cada camada, com o pistão que cobre toda a área do tubo de ensaio;
- **8.** Entre cada camada é feita uma escarificação, da camada anterior, para conectar as camadas e se evitar um plano de ruptura;
- **9.** As amostras são mantidas em uma câmera úmida durante 24 horas para promover a cura do cimento.

Estas etapas permitem expulsar o ar que preenche os vazios entre as partículas, e ocupá-los somente por água e cimento, qualificando os CPs a uma melhor performance para o ensaio. Para o ensaio tipo adensado as etapas são as mesmas, exceto a etapa 7, que é substituída por:

7. A amostra é adensada em três camadas por uma carga dinâmica do pistão, o qual pesa exatamente 206 gramas, com 10 golpes de uma altura de aproximadamente 10 cm, sem utilizar outra carga de compactação e sem o operador exercer carga alguma;

O procedimento de condução do ensaio do corpo de prova é feito cumprindo-se as seguintes etapas:

- 1. Mede-se a altura efetiva do corpo de prova a ser inserido no EFA, descontando-se a altura não ocupada pela MBCA (h');
- 2. Coloca-se o tubo de ensaio com corpo de prova, anteriormente produzido, no pistão do aparato, com fixação das peças de encaixe;
- 3. Estabelecimento de uma vazão constante, levando a uma tensão de cisalhamento (τ) constante;
- 4. Inicia-se a contagem do tempo;
- **5.** Imprime-se uma velocidade constante ao mecanismo de ascensão do corpo de prova inserido no tubo de ensaio, de forma que sempre haja uma camada uniforme de 1 mm a ser erodida;
- 6. Terminada a erosão completa do corpo de prova finda-se a contagem do tempo;

É importante lembrar que tais etapas deverão ser mantidas quando da execução do maciço no modelo reduzido, em escala. Finalizado o ensaio pode-se determinar a taxa de erosão média das amostras (ż) dividindo-se a altura total (h, em mm) pelo tempo total de erosão de cada corpo de prova (t, em horas), conforme a equação 1 (Briaud *et al.* 2001), com resultados em mm/h.

$$\dot{z} = h/t$$
[1]

O item 5 deste último procedimento deve ser feito cuidadosamente, pois as taxas de erosão são de complexa determinação, notadamente para os solos coesivos, como argilas, sendo inclusive observado para estes solos, sobre efeitos de fluxos constantes, que fenômenos de soltura de pequenos blocos de 1 cm³ podem ocorrer, caso existam nas superfícies aparente destes solos fissuras que promovam o início deste fenômeno (Briaud *et al.* 2001). Para o caso específico desta pesquisa este mesmo fenômeno é observado se a velocidade de inserção do corpo de prova dentro do fluxo levar a uma altura do corpo inserido superior a 1 mm, com desagregação de um bloco da amostra e, assim, a erosão não é representativa de um efeito hidráulico superficial constante. A Figura 2 ilustra o processo de ensaio.



Figura 2.- Processo de simulação da taxa de erosão.

O cálculo da tensão de cisalhamento, τ , foi procedido de acordo com a equação 2:

$$\tau = \frac{1}{8} f \rho V^2$$
 [2]

Na qual:

 τ é a tensão de cisalhamento [Pa];

f é o fator de atrito obtido do ábaco de Moody, função do número de Reynolds e da rugosidade específica do tubo ϵ/D ;

 ρ é o peso específico da água, adotado igual a 998,0 kg/m³;

V é a Velocidade média na seção [m/s].

Quando as forças de arraste impostas pelo escoamento, caracterizadas por uma tensão cisalhante, superam as forças agregadoras providas pelo cimento entre as partículas do granulado de borracha, ocorre então a remoção destas partículas ao longo do CP inserido no EFA.

Para que fosse possível comparar estes resultados com os resultados publicados por outros pesquisadores, como Briaud (2001), Briaud *et al.* (2007), Briaud (2008), Briaud *et al.* (2008) e Mantovanelli *et al.* (2017), foram utilizadas relações de análise dimensional e de semelhança hidráulica, como pode ser desenvolvido a partir da bibliografia técnica, como em Giles (1992).

RESULTADOS

Foram elaborados 200 ensaios completos em várias séries de testes. Dentre estes, os primeiros 144 ensaios foram utilizados para definir e otimizar as metodologias de compactação e de adensamento, apresentada anteriormente, e para definir qual faixa de vazão seria utilizada para ensaiar determinada concentração de cimento no CP, uma vez que uma faixa de vazão inadequada pode levar a ocorrência das duas seguintes distintas situações que conduzem ao descarte do ensaio:

- Quando a vazão é elevada a tensão de cisalhamento crítica (τ) aplicada é muito superior a resistência da MBCA, assim, o material é removido por formação de vórtice no CP, tornando o resultado inconclusivo;
- Quando a vazão é muito baixa a tensão de cisalhamento crítica (τ) aplicada é muito inferior a resistência da MBCA, e o material não sofre erosão, mesmo exposto por um longo período de tempo, assim, conduzindo a um resultado inconclusivo;

A Figura 3 ilustra quatro etapas características do ensaio no EFA.



a-) CP inserido e o MBCA posicionado em altura adequada.



b-) Início da passagem do fluxo inicia-se a contagem do tempo de erosão.



c-) Observar desprendimento de material em d-) Final do ensaio em condições adequadas camada exposta de aproximadamente 1 mm.



de representatividade (sem vórtice).

Figura 3.- Quatro fases características (a, b, c e d) do ensaio de erosão no EFA.

A Figura 4 ilustra uma das condições na qual o ensaio pode ser considerado como não representativo, quando ocorre desprendimento do material (MBCA) por meio de vórtice com deslocamento vertical das partículas, quando o fluxo colide com a parte posterior do tubo do CP, levando ao desplacamento do material.



Figura 4.- Desprendimento do material por vórtice com deslocamento vertical das partículas.

A Tabela 1 apresenta todos os ensaios que tiveram melhor qualificação de erosão ao longo de todo CP, com seus principais parâmetros obtidos para os ensaios.

Ensaio	СР	Danmasha [-]	Volume	Cimento	Cimento massa	Cimento volume	Н	h'	H efetiva	Tino do Encoio	
N°	Nº	borraciia [g]	[cm ³]	[g]	[%]	[%]	[cm]	[cm]	[cm]	Tipo de Ensaio	
1	CP1	123	178,4	5,0	4,1	5,0	16,6	2,4	14,2		
2	CP2	129	193,5	10,0	7,8	9,5	16,6	1,2	15,4		
3	CP4	129	193,5	20,0	15,5	19,1	16,6	1,2	15,4	Compostado	
4	CP5	125	189,8	25,0	20,0	24,6	16,6	1,5	15,1		
5	CP6	124	164,6	30,0	24,2	29,8	16,6	3,5	13,1	1 Kg	
6	CP7	125	186,0	35,0	28,0	34,5	16,5	1,7	14,8		
7	CP8	128	184,7	40,0	31,3	38,5	16,5	1,8	14,7		
8	CP9	129	196,0	5,0	3,9	4,8	16,6	1,0	15,6		
9	CP10	130	191,0	10,0	7,7	9,5	16,5	1,3	15,2		
10	CP11	128	197,3	15,0	11,7	14,4	16,6	0,9	15,7		
11	CP12	128	197,3	20,0	15,6	19,2	16,5	0,8	15,7	Adensado 1 kg	
12	CP14	128	196,0	30,0	23,4	28,8	16,5	0,9	15,6		
13	CP15	129	199,8	35,0	27,1	33,4	16,6	0,7	15,9		
14	CP16	129	197,3	40,0	31,0	38,2	16,6	0,9	15,7		
15	CP1	130	189,8	4,0	3,1	3,8	16,6	1,5	15,1	Compostada	
16	CP2	130	193,5	9,0	6,9	8,5	16,6	1,2	15,4		
17	CP3	130	199,8	14,0	10,8	13,3	16,6	0,7	15,9	iky	

Tabela 1.- Dados dos CPs levantados antes dos ensaios.

Ensaio	СР	Borracha [a]	Volume	Cimento	Cimento massa	Cimento volume	Н	h'	H efetiva	Tino de Enseio
Nº	Nº	Dorracia [g]	[cm ³]	[g]	[%]	[%]	[cm]	[cm]	[cm]	Tipo de Elisato
18	CP4	130	189,8	19,0	14,6	18,0	16,6	1,5	15,1	
19	CP5	130	191,0	24,0	18,5	22,7	16,6	1,4	15,2	
20	CP6	130	192,3	29,0	22,3	27,5	16,6	1,3	15,3	
21	CP7	130	197,3	34,0	26,2	32,2	16,5	0,8	15,7	
22	CP8	130	194,8	39,0	30,0	36,9	16,5	1,0	15,5	
23	CP9	130	199,8	4,0	3,1	3,8	16,6	0,7	15,9	
24	CP10	130	196,0	9,0	6,9	8,5	16,5	0,9	15,6	
25	CP11	130	193,5	14,0	10,8	13,3	16,6	1,2	15,4	
26	CP12	130	201,1	19,0	14,6	18,0	16,5	0,5	16	Adonsado 1 ka
27	CP13	130	194,8	24,0	18,5	22,7	16,5	1,0	15,5	Auensauo i ky
28	CP14	130	196,0	29,0	22,3	27,5	16,5	0,9	15,6	
29	CP15	130	196,0	34,0	26,2	32,2	16,6	1,0	15,6	
30	CP16	130	131,9	39,0	30,0	36,9	16,6	6,1	10,5	
31	CP1	128	193,5	3,0	2,3	2,9	16,6	1,2	15,4	
32	CP2	130	194,8	8,0	6,2	7,6	16,6	1,1	15,5	
33	CP3	130	196,0	13,0	10,0	12,3	16,6	1,0	15,6	Compactado
34	CP3	130	199,8	18,0	13,8	17,0	16,6	0,7	15,9	
35	CP6	129	194,8	28,0	21,7	26,7	16,6	1,1	15,5	i ky
36	CP7	129	196,0	33,0	25,6	31,5	16,5	0,9	15,6	
37	CP8	128	193,5	38,0	29,7	36,5	16,5	1,1	15,4	
38	CP9	129	194,8	3,0	2,3	2,9	16,6	1,1	15,5	
39	CP10	129	193,5	8,0	6,2	7,6	16,5	1,1	15,4	
40	CP11	130	197,3	13,0	10,0	12,3	16,6	0,9	15,7	
41	CP12	128	194,8	18,0	14,1	17,3	16,5	1,0	15,5	Adensado 1 kg
42	CP14	130	198,5	28,0	21,5	26,5	16,5	0,7	15,8	
43	CP15	128	193,5	33,0	25,8	31,7	16,6	1,2	15,4	
44	CP16	130	191,0	38,0	29,2	36,0	16,6	1,4	15,2	
45	CP8	130	191,0	28,0	21,5	26,5	16,5	1,3	15,2	Comp. 1 kg
46	CP1	130	197,3	42,0	32,3	39,8	16,6	0,9	15,7	
47	CP2	130	168,4	43,0	33,1	40,7	16,6	3,2	13,4	Compactado
48	CP3	130	193,5	44,0	33,8	41,7	16,6	1,2	15,4	1 kg
49	CP4	130	196,0	45,0	34,6	42,6	16,6	1,0	15,6	
50	CP6	127	193,5	41,0	32,3	39,7	16,6	1,2	15,4	
51	CP7	125	182,2	42,0	33,6	41,4	16,5	2,0	14,5	Compactado
52	CP8	131	187,2	43,0	32,8	40,4	16,5	1,6	14,9	1 kg
53	CP9	130	192,3	44,0	33,8	41,7	16,6	1,3	15,3	
54	CP2	130	196,0	33,0	25,4	31,2	16,6	1,0	15,6	Compactado
55	CP5	130	196,0	36,0	27,7	34,1	16,6	1,0	15,6	
56	CP6	130	198,5	37,0	28,5	35,0	16,6	0,8	15,8	i ng

Na Tabela 1 apresentam-se as seguintes propriedades dos CPs:

- Ensaio Nº: Número de ordenação;
- CP Nº [numeral]: Corpo de Prova utilizado na pesquisa;
- Borracha [g]: Quantidade de granulado de borracha em gramas utilizada na MBCA;
- Volume [cm³]: Volume ocupado por MBCA;
- Cimento [g]: Quantidade de cimento em gramas utilizada na MBCA;
- Cimento massa [%]: Proporção em massa de cimento por granulado de borracha;
- Cimento volume [%]: Proporção em volume de cimento por granulado de borracha;
- H [cm]: Altura total do CP;
- h' [cm]: Altura não preenchida por MBCA no CP;
- H efetiva [cm]: Altura efetiva do CP;
- Tipo de Ensaio: Compactado (1 kg) ou adensado.

A Tabela 2 apresenta todos os resultados dos ensaios simulados da Tabela 1 para obtenção de uma taxa de erosão representativa ao longo de todo CP.

Ensaio	СР	Cimento massa	Q	V	Do	τ	Ż	Tempo
N°	N°	[%]	$[m^3/h]$	[m/s]	Ne	[Pa]	[mm/h]	[s]
1	CP1	4,1	20,0	0,73	61502	1,3	6816	75
2	CP2	7,8	18,8	0,69	57812	1,2	1598	347
3	CP4	15,5	25,4	0,93	78107	2,1	2174	255
4	CP5	20,0	30,3	1,11	93175	2,9	937	580
5	CP6	24,2	67,2	2,46	206646	12,5	1615	292
6	CP7	28,0	67,2	2,46	206646	12,5	882	604
7	CP8	31,3	67,2	2,46	206646	12,5	713	742
8	CP9	3,9	20,2	0,74	62117	1,4	3510	160
9	CP10	7,7	20,4	0,75	62732	1,4	1710	320
10	CP11	11,7	25,1	0,92	77185	2,1	2055	275
11	CP12	15,6	28,0	1,03	86103	2,6	3123	181
12	CP14	23,4	35,1	1,29	107936	3,8	597	940
13	CP15	27,1	50,0	1,83	153755	7,7	957	598
14	CP16	31,0	64,8	2,37	199266	13,0	1692	334
15	CP1	3,1	20,8	0,76	63962	1,4	4314	126
16	CP2	6,9	20,8	0,76	63962	1,4	1760	315
17	CP3	10,8	23,0	0,84	70727	1,7	3868	148
18	CP4	14,6	23,0	0,84	70727	1,7	2303	236
19	CP5	18,5	26,2	0,96	80568	2,2	1648	332
20	CP6	22,3	40,3	1,48	123926	5,0	2623	210
21	CP7	26,2	48,0	1,76	147605	7,1	1495	378
22	CP8	30,0	67,0	2,45	206031	12,4	1165	479
23	CP9	3,1	26,1	0,96	80260	2,2	8177	70
24	CP10	6,9	26,1	0,96	80260	2,2	4011	140
25	CP11	10,8	34,4	1,26	105783	3,7	3647	152
26	CP12	14,6	35,2	1,29	108243	3,8	1289	447
27	CP13	18,5	45,0	1,65	138379	6,3	1187	306
28	CP14	22,3	67,2	2,46	206646	12,5	994	137
29	CP15	26,2	67,2	2,46	206646	12,5	1195	470
30	CP16	30,0	67,2	2,46	206646	12,5	669	565
31	CP1	2,3	19,4	0,71	59657	1,3	7200	77
32	CP2	6,2	19,1	0,70	58734	1,3	2426	230
33	CP3	10,0	24,5	0,90	75340	2,0	3304	170
34	CP3	13,8	28,3	1,04	87025	2,6	2862	200
35	CP6	21,7	28,9	1,06	88870	2,7	2278	245
36	CP7	25,6	39,0	1,43	119929	4,7	1060	530
37	CP8	29,7	47,0	1,72	144530	6,8	689	805
38	CP9	2,3	17,6	0,64	54122	1,1	6200	90
39	CP10	6,2	18,3	0,67	56274	1,2	2157	257
40	CP11	10,0	25,9	0,95	79645	2,2	3425	165
41	CP12	14,1	25,9	0,95	79645	2,2	2458	227
42	CP14	21,5	40,8	1,49	125464	5,2	2495	228
43	CP15	25,8	46,7	1,71	143607	6,8	1263	439
44	CP16	29,2	67,4	2,47	207261	12,5	1276	429
45	CP8	21,5	46,1	1,69	141762	6,6	2736	200
46	CP1	32,3	50,3	1,84	154677	7,8	965	586
47	CP2	33,1	68,0	2,49	209107	12,8	196	2460
48	CP3	33,8	67,4	2,47	207261	12,5	245	2267
49	CP4	34,6	67,4	2,47	207261	12,5	NE*	NE*
50	CP6	32,3	67,4	2,47	207261	12,5	NE*	NE*
51	CP7	33,6	67,4	2,47	207261	12,5	NE*	NE*
52	CP8	32,8	67,4	2,47	207261	12,5	NE*	NE*
53	CP9	33,8	67,4	2,47	207261	12,5	NE*	NE*
54	CP2	25,4	48,0	1,76	147605	7,1	3304	170
55	CP5	27,7	46,1	1,69	141762	6,6	2265	248
56	CP6	28,5	50,0	1,83	153755	7,7	1210	470

Tabela 2.- Resultados dos ensaios dos CPs.

* - NE - Corpos de prova com concentração de cimento que se apresentaram Não Erosíveis (NE) em máximas vazões.

Na Tabela 2 identificam-se os seguintes resultados dos ensaios dos CPs:

- Ensaio Nº : Número de ordenação;
- CP Nº [numeral]: Corpo de Prova utilizado na pesquisa;
- Cimento massa [%]: Proporção em massa de cimento por granulado de borracha;
- Q [m³/h]: Vazão de ensaio;

- V [m/s]: Velocidade média na seção de ensaio;
- Re: Número de Reynolds, utilizado para o estimar o valor de *f* no ábaco de Moody;
- τ [Pa]: Tensão de cisalhamento, conforme equação 2;
- Ż [mm/h]: Taxa de erodibilidade obtida;
- Tempo [s]: Tempo total de ensaio.

Os gráficos das Figuras 5, 6 e 7 apresentam os resultados com a curva de regressão logarítmica e correlação para todos os ensaios validados, para todos os ensaios adensados e compactados, somente para os ensaios adensados, e somente para os ensaios compactados, respectivamente. Todos os gráficos destas figuras ainda apresentam o valor da vazão utilizada no ensaio, nos rótulos dos pontos. Observar que devido ao excesso de pontos alguns gráficos omitem a unidade, como descrito na legenda de cada figura.



Figura 5.- Regressão log e correlação para todos os ensaios (Unidade dos pontos em m³/h).





Cabe destacar que não foram plotados nos gráficos apresentados os pontos 49 a 53 das Tabelas 1 e 2, por estes apresentarem uma taxa nula de erodibilidade. Foi considerado Não Erosível (NE) o CP que foi submetido a máxima vazão possível de ser simulada no EFA, o que corresponde a aproximadamente 68,0 m³/h, e não apresentou nenhuma erodibilidade por 10 minutos. Isto serviu para determinar o limite superior da concentração de cimento na MBCA, ou o limite de trabalho do EFA.



Figura 7.- Regressão log e correlação para ensaios tipo compactado 1 kg.

O gráfico da Figura 8 apresenta a erodibilidade por velocidade do fluxo, no qual se verificam as zonas de tendência geotécnica a falha por galgamento (no caso dos solos) e a zona de tendência a resistir ao galgamento, conforme proposto por Briaud *et al.* (2008). Também se verifica uma tendência de menores taxas de erodibilidade para taxas maiores de cimento na MBCA. Ainda, pode-se constatar uma limitação desta pesquisa, pois as maiores velocidades analisadas estão limitadas a 2,5 m/s.



Figura 8.- Análise da erodibilidade por velocidade.
CONSIDERAÇÕES FINAIS

A pesquisa de taxas de erosão do composto MBCA envolveu uma série de etapas metodológicas laboratoriais, cumpridas rigorosamente, para se evitar possíveis desvios, e os resultados apresentados podem ser, assim, discutidos:

- Como esperado as proporções maiores de cimento da MBCA aumentam a agregação entre os grãos e diminuem as correspondentes taxas de erodibilidades, como exposto nos gráficos das Figuras 5, 6, 7 e 8, e nas Tabelas 1 e 2;
- Devido à limitação do EFA, a maior vazão que pode ser simulada é de 68,0 m³/h, o que leva a uma velocidade de 2,5 m/s e correspondente tensão de cisalhamento de 12,8 Pa. Assim, recomenda-se que sejam procedidas alterações no EFA para viabilizar ensaios de erodibilidade com taxas mais elevadas de cimento para o composto MBCA, o que permitirá comparações com outros tipos de solos, os quais, supõem-se, menos erosíveis;
- Verifica-se dos gráficos das Figuras 6 e 7 que a correlação é muito próxima entre os ensaios tipo compactados com 1 kg e ensaios tipo adensados. Verifica-se que o ensaio compactado 1 kg leva a uma taxa de erodibilidade sutilmente menor. A Tabela 3 expõe as médias gerais, entre todas as faixas de vazão para os dois tipos de ensaio, e por tipo de ensaio e faixa de vazão, comparados os ensaios de número 1 a 44 das Tabelas 1 e 2. As taxas de erodibilidade são menores para o ensaio compactado 1 kg, exceto na faixa de 40 m³/h.

Médias por tipo de Ensaio e Faixa de Vazão	Erodibilidade Média [mm/h]
Geral Compactado 1 kg	2442
Geral Adensado	2459
Compactado 1 kg 20	3732
Adensado 20	4294
Compactado 1 kg 30	1980
Adensado 30	3875
Compactado 1 kg 40	1841
Adensado 40	1460
Compactado 1 kg 50	1092
Adensado 50	1136
Compactado 1 kg 60	1094
Adensado 60	1165

Tabela 3.- Médias comparativas de erodibilidade entre tipos de ensaio por faixa de vazão.

- Mantovanelli *et al.* (2017) pesquisaram taxas de erodibilidade em um solo areno-argiloso com fração de argila de 34 %, o qual apresentou taxas de erodibilidade entre 1,03 e 1,28 mm/h para 0,70 m/s, entre 1,54 e 2,50 mm/h para 1,20 m/s, entre 3,53 e 5,45 mm/h para 1,70 m/s, e entre 5,45 e 15,00 mm/h para 2,20 m/s. Estas taxas de erodibilidade são muito menores que as encontradas nesta pesquisa, o que indica que talvez neste caso o uso do MBCA não fosse o recomendável;
- Briaud (2008) pesquisou taxas de erodibilidade em solos para diversos tipos de eventos geotécnicos, indicando valores de erodibilidade entre 10 e 10.000 mm/h, entre várias faixas de vazões, para solos do tipo arenosos bem graduados e argilas de baixa plasticidade, que estariam nas categorias de muito alta e alta erodibilidade, ou seja, na zona de tendência a falhar por galgamento, e se assemelham às taxas obtidas e apresentadas nesta pesquisa. Cabe ressaltar que os pontos analisados por Briaud (2008) no gráfico indicado tratam de material arenoso proveniente de diques. Briaud *et al.* (2008) apresentam outros resultados na faixa de

erodibilidade entre 10 e 10.000 mm/h, para diversos tipos de solos, mas notadamente para solos arenosos;

• Para os solos citados nas pesquisas do último parágrafo fica evidente a representatividade pela utilização da MBCA, e Campos *et al.* (2018) estão utilizando este material naquela pesquisa, executada em paralelo, para a avaliação de rupturas em cascata em canal prismático no CPH-UFMG.

REFERÊNCIAS

Briaud, J. L. (2001) Ting, F. C. K., Chen, H. C., Cao, Y. Han, S. W. Kwak, K. W. Erosion Function Apparatus for Scour Rate Predictions. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.

Briaud, J. L. (2008). Case Histories in Soil and Rock Erosion: Woodrow Wilson Bridge, Brazos River Meander, Normandy Cliffs, and New Orleans Levees. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.

Briaud, J. L. Chen, H. C. Govindasamy, A.V, Storesund R. (2007) *. Erosion Tests on Samples from the New Orleans Levees. Geo-Denver 2007. Denver, Colorado, United States.*

Briaud, J. L. Chen, H. C. Govindasamy, A.V, Storesund R. (May 2008) *Levee Erosion by Overtopping in New Orleans during the Katrina Hurricane. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.*

Campos, R. G. D. Saliba, A. P. M. Baptista, M. B. Biscaro, V.H.B. Camargos, R.S. Passos, D.T. (Setembro de 2018) Modelagem física para determinação de parâmetros de brechas em rupturas de barragens em cascata. XXVIII Congresso Latinoamericano de Hidráulica, Buenos Aires, Argentina.

Giles, R. (1992). Mecánica de los fluidos e hidráulica. 2^a.ed. McGraw-Hill.

Mantovanelli, G. B. Pires, P.J.M., Saliba, A.P.M., Martinez, C.B. (2017). Uma abordagem experimental para obtenção da taxa de erosão de solos através de um aparato do tipo pistão. Artigo publicado em Geotecnia n°139 - pp.29-47.

Saliba, A. P. M. (2009). Uma nova abordagem para análise de ruptura por galgamento de barragens homogêneas de solo compactado. 2008. 179 f.. Tese (Doutorado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, UFMG, Belo Horizonte.

ESTRUCTURA ESCALONADA CON FLUJO RASANTE PARA REALIZAR LA ENTREGA DE UN AFLUENTE A UN CANAL REALINEADO

Ing. Héctor Alfonso Rodríguez Díaz, M.Sc.

Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, Bogotá D.C. - Colombia, alfonso.rodriguez@escuelaing.edu.co

Ing. Andrés Humberto Otálora Carmona, M.Sc.

Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, Bogotá D.C. - Colombia, andres.otalora@escuelaing.edu.co

RESUMEN:

El manejo ambiental de un proyecto de explotación minera a cielo abierto en Colombia, exige el desarrollo de acciones que aseguren mantener y preservar las condiciones del medio natural. La empresa Drummond Ltd. realiza actualmente una explotación minera en el sur del departamento del Cesar y dentro de su plan de manejo ambiental debe construir diferentes obras de ingeniería que aseguren la restauración de la cuenca, especialmente en la zona intervenida. Parte de las obras a desarrollar incluyen el diseño y construcción del realineamiento del cauce principal y por tanto el correspondiente manejo de las entregas de los afluentes al mismo, teniendo en cuenta las mejores prácticas ambientales e hidráulicas adecuadas para solucionar los cambios en las nuevas cotas de entrega al río, que aseguren el adecuado funcionamiento del sistema de drenaje de la cuenca y adicionalmente garantizar el libre movimiento de su fauna acuática por el sistema de drena.

ABSTRACT:

The environmental management of an open pit mining project in Colombia, requires the development of actions that ensure to keep and preserve the conditions of the natural environment. The company Drummond Ltd. is doing a mining operation in the southern department of Cesar and continuing its environmental management plan, must construct different engineering structures that ensure the restoration of the basin, especially in the intervened zone. Part of the works to be developed include the design and construction of the realignment of the main channel and therefore the corresponding management of the deliveries of the tributaries, given the best environmental and hydraulic practices to solve the changes in the new levels of delivery to the river, to ensure the right functioning of the drainage system of the basin and additionally allow the free movement of its aquatic fauna by the drainage system.

PALABRAS CLAVES: Estructura Escalonada, Flujo Rasante, Disipación de Energía.

INTRODUCCIÓN

En este artículo se presentan las consideraciones técnicas y conceptuales correspondientes al diseño de una estructura de entrega y disipación de energía que permite de manera segura descargar las aguas de la corriente natural denominada "Caño Piedras" al nuevo canal de realineamiento del arroyo San Antonio, en el departamento del Cesar, canal artificial diseñado para modificar el alineamiento del cauce natural, con el propósito de permitir una explotación minera a cielo abierto, explotación que realiza la empresa minera Drummond Ldt.

Con el objetivo de reducir al máximo la energía residual entre la corriente del Caño Piedras y el canal del realineamiento del arroyo San Antonio debido a la diferencia topográfica presente entre las dos corrientes y teniendo en cuenta las características geomorfológicas de la entrega se ha proyectado una estructura escalonada con flujo rasante y unas obras anexas que complementan adecuadamente dicha entrega.

Para la definición de las dimensiones de la estructura fue necesario el análisis de las diferentes variables hidrológicas, tales como la escorrentía y la precipitación de la zona, con el propósito de estimar los caudales máximos instantáneos que definen el tamaño, tipo y detalles de la estructura. Fue necesario el levantamiento topográfico del último tramo de la corriente, información que fue procesada y analizada a partir de la herramienta de procesamiento de información geográfica, ArcGis, generando un modelo simplificado de terreno.

Con base en las condiciones hidrológicas de la zona, se evaluó y determinó el caudal de diseño de la estructura. Se definió el área de drenaje a partir del modelo de terreno generado con la topografía disponible y complementada con fotorrestituciones. Adicionalmente se definieron las características de la lluvia de diseño a partir del modelo hidrológico disponible por Drummond Ltd. y desarrollado por la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito (Centro de Estudios Hidráulicos, 2016).

Para la definición de las dimensiones de la estructura fue necesario considerar distintas limitaciones propias del terreno, las características geomorfológicas de la zona, las características de las corrientes, tales como su secciones transversal, la dinámica fluvial de la corriente, el presupuesto y los materiales disponibles, para finalmente seleccionar la estructura cuya geometría permitiese controlar la mayor cantidad de energía para las condiciones particulares de eventos extremos.

ANTECEDENTES DEL PROYECTO

Este trabajo tiene en cuenta los estudios previos detallados ejecutados sobre este realineamiento, que incluyen la revisión de la información hidrológica, el tránsito hidrológico mediante el modelo HEC–HMS. Utiliza como referencia principal las condiciones, parámetros y modelos planteados y desarrollados en el estudio de "Consultoría para la evaluación de estudios hidrológicos e hidráulicos en las cuencas en estado natural que conforman el área minera del centro del cesar. Caudales máximos y mínimos" - realizado por la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

Se seleccionó la estructura tipo escalonada de flujo rasante como la estructura de disipación de energía para la entrega del Caño Piedras al canal de realineamiento. Esta estructura se seleccionó después de un análisis de diferentes estructuras de disipación teniendo en cuenta la topografía y como se disipa la energía cinética, las facilidades constructivas y las particularidades topografías de la corriente.

En este trabajo se incluye un análisis detallado del trazado en planta y en perfil de la estructura, el dimensionamiento correspondiente a las secciones transversales, que han permitido proponer una transición entre el cauce natural y la estructura para asegurar una condiciones adecuadas de flujo en esta zona.

MODELO SIMPLIFICADO DEL TERRENO

Con base en el levantamiento topográfico realizado en la zona del Caño Piedras, se analizó, filtró y depuró la información correspondiente a los puntos topográficos levantados.

Posterior a la depuración de los datos topográficos, se construyó un modelo de terreno de la zona correspondiente a la entrega de la corriente y se generaron las correspondientes curvas de nivel.

Con base en la topografía disponible se estableció de manera preliminar el eje principal de la estructura, tomando como referencia los puntos más bajos del cauce. También fue posible establecer la sección dominante, para analizar las características hidráulicas de la corriente y las posibles dimensiones de la estructura.

El Caño Piedras es una corriente intermitente y por tanto su alineamiento en planta cambia dependiendo de la condición hidrológica de la cuenca. Establecer la sección del cauce correspondiente a la condición dominante, genera incertidumbre en los procesos dinámicos y dificulta definir la configuración en planta de una estructura de entrega.

Definido el cauce principal de la corriente y analizadas todas las variables geomorfológicas de la zona, fue posible definir el eje de la obra de disipación, las secciones transversales y el perfil longitudinal a partir del modelo de terreno, permitiendo obtener las características topográficas necesarias para el dimensionamiento de la estructura de entrega del Caño Piedras al realineamiento definitivo.

En la Figura 1 se presenta la topografía de la zona de entrega del Caño Piedras al realineamiento #4 del Arroyo San Antonio.



Figura 1.- Modelo de Terreno Simplificado del Caño Piedras en la zona de entrega al realineamiento #4 del Arroyo San Antonio.

CAUDAL DE DISEÑO

Para la determinación del caudal de diseño se utilizaron los estudios realizados por la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito "Estudio y diseño Hidrológico e Hidráulico Arroyo San Antonio No. 4". En este estudio se determinaron los caudales máximos instantáneos para distintos periodos de retorno.

Para establecer el periodo de retorno del caudal de diseño de la estructura, se analizó en detalle la ubicación de la estructura, el riesgo de colapso y la vida útil del proyecto. Se seleccionó 50 años, como el periodo de recurrencia del evento extremo. A partir del estudio descrito anteriormente y del modelo hidrológico desarrollado para la zona se obtuvo un caudal de 55 m³/s, como caudal máximo para 50 años de periodo de retorno.

DISEÑO HIDRÁULICO DE LA ESTRUCTURA ESCALONADA. FLUJO RASANTE

Establecidos los caudales de diseño y las características topográficas de la zona se seleccionaron diferentes estructuras de disipación de energía y se estableció que una estructura tipo escalonada con flujo rasante podría ser la más apropiada, teniendo en cuenta las características propias del proceso constructivo en la zona y las características establecidas para el flujo en la zona de entrega.

Inicialmente se planteó el diseño de una estructura flexible utilizando elementos tales como bolsacretos o enrocados, teniendo en cuenta que dichos elementos se adaptan a la dinámica propia de este tipo de corrientes y al material de cimentación. Debido a la dificultad de disponer de estos materiales en la zona, se optó por una estructura tipo escalonada de concreto, rígida. El empalme entre el cauce natural y la estructura de disipación se ha previsto utilizando material pétreo debidamente dispuesto.

El diseño de la estructura escalonada se ha definido a partir de la selección de las dimensiones de la huella y contrahuella más adecuadas, teniendo en cuenta el perfil del terreno y la metodología propuesta por Ohtsu, I; Yasuda, Y; Takahashi, M. (2004). Esta metodología permite evaluar las dimensiones de los escalones para asegurar las condiciones del flujo rasante más apropiadas y para la máxima disipación de energía.

DIMENSIONES DE LOS ESCALONES

Con base en las consideraciones planteada en el párrafo anterior, en la Tabla1 se presenta un resumen de las magnitudes de las diferentes variables utilizadas en el dimensionamiento de la estructura escalonada. Las dimensiones definitivas se obtuvieron a partir de un proceso de ensayo y error que permitió analizar distintas combinaciones de pendiente, valores de huella y contrahuella, para garantizar, de acuerdo con la metodología de flujo rasante, una disipación adecuada de energía. En este análisis también se consideraron teniendo en cuenta las limitaciones propias del proceso constructivo de la estructura.

Tabla 1.- Diseño de la estructura escalonada de flujo rasante para el Caño Piedras. Parámetros de diseño y
dimensiones. Metodología Ohtsu, I; Yasuda, Y; Takahashi, M. (2004).

H _{total} =	2.17	m	Altura de caída, desnivel
Q =	55.10	m ³ /s	Caudal de diseño
B =	8.0	m	Ancho canal de aproximación
θ =	8.13	Q	Angulo del seudofondo (acomodar según topografía)
g =	9.81	m/s ²	Aceleración de la gravedad

Canal con Flujo Rasante				
Variable	Símbolo	Unidad	Expresión Usada	Cálculo
Altura del escalón	s	m	De Tabla 9.1 (interpolado)	0.30
Profundidad crítica	ус	m	$y_{z} = \left[\frac{(q)^{z}}{g}\right]^{1/z}$	1.69
Condición de flujo rasante			$\left[\frac{S}{y_c}\right]_s = \frac{7}{6} [\tan(\theta)]^{1/6}$	0.84 OK
			Si $\theta > 19^{\circ}$	NO
ці.			$\frac{S}{y_c} \le \left[\frac{S}{y_c}\right]_{B}$	No
ipo de Fl			$\begin{bmatrix} \frac{s}{y_c} \end{bmatrix}_{\mathbf{g}} = \begin{bmatrix} 13(\tan\theta)^2 - 2.73(\tan\theta) \end{bmatrix} + 0.373$	0.25
-			Flujo tipo B (otros casos)	No
			Flujo tipo	El flujo es tipo
esiduzl	$\left(\frac{E_{res}}{y_c}\right)_u$	m/m	$ \begin{array}{c} P ara Flujo Tipo A \\ \left(\frac{\mathrm{f}}{8 \mathrm{sen} \theta} \right)^{(1/3)} \cos \theta + \frac{1}{2} \left(\frac{\mathrm{f}}{8 \mathrm{sen} \theta} \right)^{(-2/3)} \\ P ara Flujo Tipo B \\ \left(\frac{\mathrm{f}}{8 \mathrm{sen} \theta} \right)^{(1/3)} + \frac{1}{2} \left(\frac{\mathrm{f}}{8 \mathrm{sen} \theta} \right)^{(-2/3)} \end{array} $	2.86
Energía re	Eres_cue siunitame	m	Para 5.7 ^o ≤ θ ≤ 19 ^o D=0.300 Para 19 ^o ≤ θ ≤ 55 ^o Eres= 2.86*vc	4.83
	Fres NO.	-	$5.0 \leq \frac{H_{Total}}{y_c} \leq \frac{H_s}{y_c}$	ОК
	siunitorme	m yc	$= 1.5 + \left[\left(\frac{E_{ras}}{y_c} \right)_u - 1.5 \right] \left[1 - \left(1 - \frac{H_{Total}}{H_e} \right)^{25} \right]$	2.06

CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ESTRUCTURA. DIMENSIONES

A continuación, se presenta un resumen de las consideraciones de diseño que han permitido establecer las dimensiones de diferentes elementos de la estructura, diferentes a su huella y contrahuella.

La estructura de entrega del caño Piedras para una sección transversal rectangular de 8.00 m de ancho, con una altura de escalón de 0.3 m, una huella de 2.10 m y un escalón final de 0.37 m de contrahuella, que permite el remate en un tanque de amortiguamiento. En la Figura 2 se presentan las dimensiones descritas de la estructura.



Figura 2.- Perfil longitudinal de la estructura de disipación. Caño Piedras.

Teniendo en cuenta las características del material aluvial sobre el cual está cimentada la estructura, se definieron juntas de construcción para asegurar que, ante posibles desplazamientos, la estructura se mantiene impermeable.

Tanque de amortiguamiento

Con el propósito de disipar la energía residual aguas abajo de la estructura fue necesario el diseño de un tanque de amortiguamiento para asegurar condiciones de flujo subcrítico en la entrega al canal de realineamiento. La formación del resalto hidráulico dentro del tanque se garantiza mediante un vertedero frontal. En la Figura 3 se presenta un esquema general del tanque propuesto.

Debido a que estas estructuras de disipación están sujetas a permanentes esfuerzo de impacto y a flujos secundarios, se proyectaron dos elementos de anclaje de 0.5 m de altura, ubicados bajo la placa.



Figura 3.- Esquema General de un Tanque Disipador de Energía con Resalto Hidráulico.

Muros Laterales

La altura de los muros de la estructura escalonada y el tanque de amortiguamiento, se definieron con base en la lámina de agua máxima obtenida de los diferentes análisis. Teniendo en

cuenta el aire contenido en el flujo rasante, se ha definido una altura de los muros laterales considerando la lámina de agua con un 40% adicional a la altura estimada.

Adicionalmente la altura definitiva de los muros tuvo en cuenta las características topográficas de la zona de tal manera que se genere una transición entre la estructura y el terreno natural.

A lo largo de la estructura de disipación y del tanque amortiguamiento se proyectaron muros en concreto reforzado.

Finalmente es necesario "peinar" los taludes del valle actual con ayuda de material enrocado, con una pendiente recomendada de 2H: 1V.

Transiciones

Teniendo en cuenta que las estructuras escalonadas no tienen el mismo ancho de la sección transversal de la corriente fue necesario proyectar transiciones entre la sección original del cauce y la estructura de entrega tanto a la entrada como a la salida.

Esta transición se definió con muros 2H: 1V en enrocado y bolsacretos o gaviones, por facilidad de construcción, permitiendo una mejor adaptación a las condiciones dinámicas de las corrientes.

Con el propósito de crear una mayor estabilidad, se diseñaron dos dientes laterales en cada uno de los extremos de los muros, con el propósito de crear un anclaje adicional, permitiendo soportar los altos esfuerzos cortantes que pueden desestabilizar la estructura.

En la Figura 4 se presenta la vista en planta de la estructura definitiva teniendo en cuenta todas las anteriores consideraciones.



Figura 4.- Vista en planta de la estructura de disipación de energía del Caño Piedras

En las Figuras 5, 6, 7 y 8 se muestran las secciones transversales de la estructura escalonada, de las transiciones y del tanque de amortiguamiento agua debajo de la estructura.



Figura 5.- Sección transversal aguas arriba de la estructura de disipación de energía del Caño Piedras. Corte A-A.



Figura 6.- Sección transversal al inicio de la estructura de disipación de energía del Caño Piedras. Corte B-B.



Figura 7.- Sección transversal típica en la estructura de disipación de energía del Caño Piedras. Corte C-C.



Figura 8.- Sección transversal en el tanque amortiguador aguas abajo de la estructura de disipación de energía del Caño Piedras. Corte D-D.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Para superar una diferencia de altura en un tramo muy corto en la descarga del Caño Piedras al canal de realineamiento del arroyo San Antonio, se proyectó una estructura tipo escalonada con flujo rasante y un tanque de amortiguamiento en concreto reforzado. Este sistema permite disipar adecuadamente la energía cinética adicionada al flujo, debido a fuerte pendiente del cauce. Lateralmente se ha proyectado un recubrimiento con enrocado, de tal manera que la obra se adapte

a las condiciones topográficas existentes. Como alternativa se ha propuesto construir esta estructura con bolsacretos y piedra pegada con el fin de disponer de una estructura un poco más flexible.

Desde el punto de vista de las condiciones de flujo se proyectó una estructura escalonada muy corta asumiendo que al final de la misma se obtienen condiciones de flujo uniforme correspondiente a la mezcla de agua y aire, con lo cual es necesario su remate mediante un tanque de amortiguamiento.

La ubicación de la estructura se hizo teniendo en cuenta el alineamiento natural de la corriente y conservando los puntos bajos de la corriente de tal manera que se puedan reducir los movimientos de tierra.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Centro de Estudios Hidráulicos. (2016). "Consultoría Para El Diseño del Realineamiento No. 4 y Factibilidad del Realineamiento Definitivo del Arroyo San Antonio en el Departamento del Cesar". Bogotá, Colombia. Escuela Colombiana de Ingeniería.

González, C. Chanson, H. (2007). "Diseño hidráulico de vertederos escalonados con pendientes moderadas: metodología basada en un estudio experimental". Universidad de Queensand, Australia.

Ohtsu, I; Yasuda, Y; Takahashi, M. (2004). "Flow Characteristics of Skimming Flows in Stepped Channels". *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 130, No. 9, September 2004, pp. 860-869.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

DIMENSIONAMENTO DO ROTOR DE UMA TURBINA HIDROCINÉTICA PARA CONDUTOS FORÇADOS – APLICADA EM SISTEMAS DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA POR GRAVIDADE

Leirisson Patrick Santos¹, Afonso Gabriel Ferreira Júnior¹, Rodrigo Otavio Serrano Perea², Ana Letícia Pilz de Castro³, Edna Maria de Faria Viana^{4,5} l.patricksantos@gmail.com, afonsogj@yahoo.com.br, ropereas@gmail.com, analeticiapilz@hotmail.com, ednamariafaria@bol.com.br

¹Programa de Pós Graduação em Engenharia Mecânica da UFMG – Brasil
 ²Universidade Federal do Acre – UFAC – Brasil
 ³Universidade Federal de Ouro Preto - UFOP – Brasil
 ⁴Departamento de Engenharia Mecânica da UFMG – Brasil
 ⁵Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos UFMG – Brasil
 Av. Antônio Carlos, 6627 – Pampulha – Belo Horizonte – MG, Brasil – Tel/Fax: (31) 3409-4925

RESUMO:

Estações de suprimento de água, são suscetíveis a melhorias quanto à eficiência energética se associados com sistemas de aproveitamento da energia hidráulica. Para a captação de água, utiliza-se como vantagem em alguns casos, altos gradientes topográficos para transportar esse fluido por efeito da gravidade, sendo necessário a instalação de válvulas para reduzir a pressão em excesso. Surge assim a oportunidade da aplicação de turbinas hidrocinéticas nesses casos, as quais tem como princípio de funcionamento a conversão da energia cinética do fluido em energia mecânica e consequentemente elétrica, aumentado desse modo a eficiência energética pela redução da dependência externa de eletricidade. Portanto esse trabalho desenvolveu o projeto de um rotor de turbina hidrocinética a ser alocado no interior de condutos forçados, contribuindo para a redução da pressão quando necessário e gerando eletricidade concomitantemente. O dimensionamento foi feito para uma turbina de pequena escala com o intuito de realizar testes experimentais futuros, consistindo na análise de três perfis simétricos NACA, forças aerodinâmicas atuantes e razão de solidez para determinação da quantidade de pás. Com os cálculos e observações realizadas, optouse por um rotor com 4 pás e perfil aerodinâmico NACA 0018.

ABSTRACT:

Water supply stations are susceptible to improvements in your efficiency if associated with systems for the exploitation of hydraulic energy. In order to capture water, it is used as an advantage in some cases, high topographic gradients to transport this fluid due to gravity, being necessary the installation of valves to reduce excess pressure. Thus, hydrokinetic turbines are used in these cases, which have as their operating principle the conversion of the kinetic energy of the fluid into mechanical and consequently electric energy, increasing the energy efficiency by reducing the external dependence of electricity. Therefore, this work developed the design of a hydrokinetic turbine rotor to be allocated inside forced conduits, contributing to the reduction of pressure when necessary and generating electricity. The design was done for a small scale turbine with the intention of conducting future experimental tests, consisting of the analysis of three symmetrical NACA profiles, aerodynamic forces and solidity ratio to determine the number of blades. With the calculations made, we chose a rotor with 4 blades and aerodynamic profile NACA 0018.

PALAVRAS CHAVE: Turbina hidrocinética, condutos forçados, eficiência energética.

INTRODUÇÃO

Sistemas de abastecimento de água, podem explorar esse recurso de diversas maneiras como exemplo pelo princípio da gravidade aproveitando gradientes topográficos e pode ser efetivada mediante canais abertos ou tubulações (Vilanova & Balestieri, 2014).

Para elevados gradientes topográficos, são utilizados condutos forçados para o transporte da água, os quais são submetidos à altas pressões devido ao desnível existente, sendo necessário a instalação de válvulas de controle de pressão que funcionam por dissipação de energia (Vilanova & Balestieri, 2014). No entanto esses dispositivos podem ser substituídos por turbinas hidrocinéticas (HKT) que desempenham a mesma função com o princípio de funcionamento de conversão de energia.

Um sistema de conversão de energia hidrocinética, é composto basicamente por 5 elementos, sendo eles o rotor, gerador, estrutura de suporte e sistemas de controle e conversão. Os princípios físicos que atuam numa HKT são análogos aos que ocorrem em uma turbina eólica, diferindo com relação à densidade do fluido que favorece a eficiência em turbinas hidrocinéticas (Kumar & Sarkar, 2016). Ao fazer a comparação entre ambas turbinas com uma mesma escala, a geração na HKT é muito superior devido à maior densidade do fluido de trabalho, consequentemente os esforços estruturais também são maiores, exigindo robustez no projeto (Kumar e Saini, 2017).

As turbinas eólicas em sua maioria baseiam-se no princípio de funcionamento de forças aerodinâmicas de sustentação atuantes nas pás do rotor, apresentando uma grande quantidade de referencial teórico e sendo foco, portanto, de diversos estudos que promovem a melhoria da sua eficiência, como é o caso dos modelos Darrieus e Gorlov (Hansen, 2008).

Os rotores hidrocinéticos em sua maioria, são desenvolvidos e fundamentados na teoria existente para turbinas eólicas, visto que utilizam de um mesmo fenômeno físico para o seu funcionamento, alterando-se o fluido de trabalho, sendo o rotor Gorlov um dos destaques entre essas tecnologias (Ragheb, 2016).

O rotor Gorlov é caracterizado por um rotor com pás lineares ou retorcidas que se desenvolvem em torno de um cilindro, apresentando a vantagem de funcionar independentemente da direção da corrente de fluxo do fluido de trabalho e ter uma rotação estável, facilitando e reduzindo custos no processo de conversão de energia (Niblick), o qual é geralmente aplicado em correntes marinhas e canais abertos.

Observando uma oportunidade de incremento na eficiência energética de sistemas de abastecimento de água, neste trabalho será desenvolvido o projeto de um novo rotor hidrocinético com aplicação destinada a condutos forçados. A geometria do rotor projetado tem como fundamentação modificar o rotor Gorlov, propondo o desenvolvimento de pás retorcidas em torno de uma esfera. Para o desenvolvimento do projeto, será utilizado o referencial teórico existente para turbinas eólicas e hidrocinéticas.

NOMENCLATURA

А	Área da secção transversal	v	velocidade do fluido periférico à superfície
С	corda do perfil	$V\infty$	velocidade absoluta da corrente de fluido
cte	constante	W	velocidade relativa do fluido
D_G	diâmetro do rotor Gorlov	x	posição ao longo da corda do perfil de 0 a 'c'
g	aceleração da gravidade	y_t	altura média do perfil NACA em função de x
h	altura em relação a um referencia	α	ângulo de ataque
Ν	número de pás do rotor	σ	razão de solidez
р	pressão estática no fluido	θ_r	posição azimutal do rotor
P_{liq}	potência disponível no escoamento.	λ	razão de velocidades
r	raio do rotor 'esfericoidal'	ρ	massa específica do fluido

METODOLOGIA

A potência disponível por um fluido em escoamento pode ser descrita pela Eq. 1, da qual nota-se que é diretamente proporcional à área de secção transversal pela qual o fluido percorre e ao cubo da velocidade média (SILVA, 2014).

Φ

$$P_{lig} = \frac{1}{2} \rho A V_{\infty}^{3}$$
^[1]

A Fig. 1 representa, portanto, a potência hidráulica disponível por um escoamento em um conduto forçado em função da vazão e diâmetro da tubulação, com os limites inferior e superior de velocidade correspondentes à 1,5 e 4 m/s respectivamente.



Figura 1.- Potência hidráulica em função da vazão volumétricas e diâmetro interno do conduto forçado.

É possível observar que potências mais expressivas ocorrem conforme o aumento da vazão e do diâmetro da tubulação, no entanto, o presente projeto tem a finalidade de fornecer base para a construção de um modelo em escala reduzida, podendo-se assim aplicar relações de semelhança para prever o comportamento dos fenômenos físicos em escalas distintas. Portanto os pré-requisitos do projeto são uma tubulação com diâmetro nominal de 5" Sch 40 com uma velocidade do escoamento constante correspondendo a 2,1 m/s a efeito de cálculos.

A metodologia consiste em:

- Analisar três perfis aerodinâmicos simétricos, sendo eles NACA0012, NACA0015, NACA0018 para posterior seleção.
- Desenvolver uma equação que expressa a solidez do rotor projetado, sendo essa variável a razão entre o espaço varrido pelo rotor preenchido por material sólido e o espaço ocupado por fluido, proporcionando dados para a escolha da quantidade de pás.

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Perfil Aerodinâmico

As forças que atuam em um perfil aerodinâmico, surgem em consequência da sua velocidade com relação à um determinado fluido e podem ser explicadas pelo Teorema de Bernoulli expresso conforme a Eq. 2. As velocidades nas superfícies superior e inferior do perfil aerodinâmico não

iguais, portanto de acordo com a equação de Bernoulli, as pressões estáticas entre as superfícies serão distintas, ocasionando o surgimento da força de sustentação (Macintyre, 1984).

O atrito do fluido com o perfil, de acordo com o princípio da terceira lei de Newton, ação e reação, é responsável pela ocorrência da força de arrasto.

$$\frac{\rho v^2}{2} + gh + p = cte$$
 [2]

As forças e momentos que surgem no perfil aerodinâmico são representadas por coeficientes adimensionais, facilitando dessa maneira a análise das curvas características de acordo com a variação do ângulo de ataque (α) e do número de Reynolds. Para o desenvolvimento do projeto em questão, os perfis NACA 0012, 0015 e 0018 foram analisados aerodinamicamente, por serem frequentemente utilizados em estudos relacionados aos rotores Darrieus e Gorlov, como os desenvolvidos por Passos (1984), Beri e Yao (2011) e Demircan (2014).

Os perfis aerodinâmicos simétricos NACA com série de 4 dígitos, são frequentemente utilizados em projetos de HKT, devido à confiabilidade dos dados referentes aos coeficientes de sustentação e arrasto desses perfis, para uma grande variabilidade do número de Reynolds, provenientes de pesquisas experimentais, além da vantagem apresentada em relação aos perfis assimétricos de gerar nessa aplicação em particular maior torque com o ângulo de ataque assumindo valores negativos (Niblick, 2012), característica importante visto que ocorre grande modificação no ângulo de ataque durante a rotação.

O primeiro dígito do perfil NACA representa em porcentagem da corda o abaulamento do perfil, ou seja, quanto maior esse parâmetro, mais elevada será a sua assimetria. O segundo dígito representa em termo de décimo de corda, a posição que se encontrará a máxima espessura do perfil. Enquanto os últimos dígitos representam em porcentagem a espessura do perfil em relação à sua corda (Marzocca, 2009). A curva que caracteriza um perfil NACA com quatro dígitos é desenvolvida conforme a Eq. 3. A Fig. 2 ilustra o comparativo entre as geometrias dos três perfis NACA que serão analisados.



$$y_t = 5tc\left(0.2969\sqrt{\frac{x}{c}} - 0.1260\left(\frac{x}{c}\right) - 0.3516\left(\frac{x}{c}\right)^2 - 0.2843\left(\frac{x}{c}\right)^3 - 0.1015\left(\frac{x}{c}\right)^4\right)$$
[3]

Figura 1.- Comparação da geometria dos perfis.

Um importante parâmetro para a análise das curvas características do perfil é o número de Reynolds que é proporcional à corda do perfil e à velocidade relativa do fluido, sendo essa expressa conforme a Eq. 4, onde a variável λ representa a razão entre as velocidades periférica do rotor e da corrente livre do fluido (Niblick, 2012).

$$W = V_{\infty} \cdot \sqrt{1 + \lambda + 2 \cdot \lambda \cdot \cos\theta}$$
^[4]

A efeito de análises aerodinâmicas, utilizando-se os conceitos e valores previamente citados, foi adotado um número de Reynolds equivalente a 350.000 por enquadrar na faixa de aplicação desejada para o projeto. O software XFLR5® foi utilizado para determinar e comparar os coeficientes que caracterizam as forças atuantes no perfil aerodinâmico em função da variação do ângulo de ataque. No quadro 'A' da Fig. 3 nota-se que os coeficientes de sustentação (Cl) dos três perfis analisados são muito similares, mas o ponto de estol do perfil NACA0012, região

caracterizada pela queda brusca de sustentação, ocorre em um ângulo de ataque inferior quando comparado aos demais perfis. Ao observar a região destacada do quadro 'B' é identificado que o incremento do coeficiente de arrasto (Cd), é superior para o perfil aerodinâmico NACA0012, quando comparado com os demais.



Figura 3.- Curvas características dos perfis NACA 0012, 0015 e 0018 para Reynolds de 350.000.

Nas condições de operação do rotor, as posições nas quais as pás do rotor geram o torque mais representativo, apresentam o ângulo de ataque em módulo com valor inferior a 10 graus. Portanto, analisando a região destacada do quadro 'C', nota-se que a máxima eficiência aerodinâmica (Cl/Cd) para o perfil NACA0015 ocorrerá para um ângulo de ataque aproximado de 7 graus e em 9 graus para o perfil NACA0018. O quadro 'D' fornece a informação de que a máxima eficiência aerodinâmica para todos os perfis, proporcionará um coeficiente de sustentação aproximado de 1,1, no entanto, o perfil NACA0018, para essa condição, tem um coeficiente de arrasto inferior aos demais, sendo essa situação desejável. Com base nessas análises o perfil NACA0018 foi selecionado a ser utilizado no projeto do rotor em questão.

Sempre ocorre uma redução no desempenho nas curvas do perfil em relação às curvas de um aerofólio com dimensões finitas, no entanto esta análise preliminar auxilia na determinação de um perfil e na previsão do seu comportamento com dimensões finitas. Neste trabalho, a efeito de cálculo, foi utilizado um valor médio de C_l e C_d multiplicado por uma eficiência para aproximar aos valores reais.

Rotor 'Esfericoidal'

Por ser destinado a aplicações no interior de tubulações, prezou-se pela concepção de um rotor que se desenvolve sobre uma linha helicoidal projetada sobre a superfície de uma esfera, sendo nomeado, portanto, de 'rotor esfericoidal'. Para a sua elaboração foi levado em consideração o referencial teórico existente para o rotor Darrieus, o qual tem o formato da pá denominado de arco 'Troposkein' ou matematicamente chamado de catenária, sendo esse o formato natural de um cabo flexível sujeito a ação da gravidade, suspenso por dois pontos fixos, formando um arco invertido estável. Portanto, essa geometria garante uma baixa tensão na pá durante a sua rotação evitando problemas estruturais (Ragheb, 2014).

Para o desenvolvimento do rotor, utilizou-se a conversão de coordenadas esféricas em retangulares, de acordo com as Eqs. 5 a 7, com o intuito de conhecer as coordenadas ordenadas

(X,Y,Z) pelas quais a linha do centro aerodinâmico do perfil percorreria, sendo esse o ponto no qual o momento resultante é praticamente constante com a variação do ângulo de ataque. Os ângulos adotados como parâmetros das coordenadas esféricas, sofreram incrementos proporcionais para agregar ao rotor o formato helicoidal.

$$X = r. sen\phi. cos\theta_r$$
^[5]

$$Y = r. sen\phi. sen\theta_r$$
[6]

$$Z = r.\cos\phi$$
[7]

O parâmetro 'razão de solidez' (σ), demonstrado para o rotor Gorlov conforme a Eq. 8, representa a razão entre o comprimento varrido pelo rotor que é ocupado por material sólido e o comprimento ocupado pelo fluido, sendo dessa maneira adimensional. De acordo com Twidell e Weir (2006), um rotor com solidez maior que 0,3 tem mais facilidade para iniciar seu movimento de rotação com a passagem de um fluido, no entanto irá operar com baixa razão de velocidade (λ), enquanto que um rotor com baixa solidez, inferior a 0,15, apesar da sua dificuldade em relação ao auto arranque, pode operar com valores de λ mais elevados.

$$\sigma = \frac{N.c}{\pi . D_G}$$
[8]

Foi desenvolvida uma equação específica da razão de solidez para a turbina em questão, com base no volume varrido, calculando-se esse parâmetro para dois rotores com três e quatro pás respectivamente, com raio médio (r) constante de 55 mm, realizando-se incrementos de 0,05 m na corda do perfil conforme a Tab. 1. Com o intuito de facilitar o auto arranque do rotor ainda garantindo uma razão de velocidade relativamente alta, estipulou-se a seleção de um rotor com configuração que proporcionasse razão de solidez pouco superior a 0,3, sendo adotado para um projeto primário um rotor com 4 pás e corda do perfil equivalente a 30 mm, fornecendo este uma razão de solidez equivalente a 0.36.

Tabela 1 Parame	ello de sol	idez para	TOTOL COLL	1 5 e 4 pas	respectiv	amente.
corda do perfil (m)	0.015	0.02	0.025	0.03	0.035	0.04
Área do perfil (m²)	2.29E-05	4.05E-05	6.27E-05	8.93E-05	1.20E-04	1.55E-04
Solidez	0.14	0.18	0.23	0.27	0.31	0.35
corda do perfil (m)	0.015	0.02	0.025	0.03	0.035	0.04
Área do perfil (m²)	2.29E-05	4.05E-05	6.27E-05	8.93E-05	1.20E-04	1.55E-04
Solidez	0.18	0.25	0.30	0.36	0.42	0.47

Tabela 1.- Parâmetro de solidez para rotor com 3 e 4 pás respectivamente.

Outro parâmetro que pode influenciar no desempenho da pá é a angulação da curva helicoidal projetada na esfera. Sabe-se de acordo com a teoria existente para o rotor hidrocinético Gorlov, que quanto maior a angulação melhor o desempenho da mesma, no entanto há um comprometimento da resistência estrutural. Portanto foram analisadas três angulações para a linha central do perfil de 45°, 90° e 135° demonstradas conforme a Figura 4.



Figura 4.- Linhas centrais do perfil aerodinâmico de 45° 90° e 135° respectivamente.

Tendo em vista o trade-off entre desempenho e resistência estrutural, dentre as situações analisadas optou-se por utilizar a condição intermediária, correspondendo à angulação de 90°.

É importante ressaltar que esse trata-se de um projeto primário, do qual diversas modificações podem surgir após analises da dinâmica dos fluidos computacional e testes experimentais. Como exemplo, o estudo aerodinâmico realizado, considerou o perfil estático, o que não ocorre com o rotor em funcionamento. Análises dinâmicas, podem demonstrar que o efeito da turbulência do fluido após a passagem pelas pás, podem influenciar significativamente o desempenho das pás adjacentes, sendo necessárias alterações de projeto.

CONCLUSÕES

O rotor projetado, tomou como ponto de partida, principalmente os formatos geométricos e fundamentação teórica das turbinas Darrieus e Gorlov, a partir das quais foi possível desenvolver o modelamento matemático e físico. Comparando aos trabalhos pesquisados para a elaboração desse projeto, o rotor desenvolvido tem formato inovador e assim como os modelos já existentes pode apresentar uma eficiência suficiente para gerar eletricidade quando acoplado a um gerador.

Concluiu-se que a seleção do perfil aerodinâmico é uma etapa primordial na elaboração do projeto, pois todo o desempenho do rotor estará em função das propriedades apresentadas pelo perfil, tais como valor da corda, coeficientes de sustentação, arrasto e momento. Portanto é ideal que o perfil aerodinâmico selecionado, seja aquele que de acordo com a faixa de variação do ângulo de ataque em decorrência da alteração da posição azimutal (θ) durante a operação do rotor, tenha maior desempenho aerodinâmico, ou seja, maior índice de razão entre os coeficientes de sustentação e arrasto. A análise estática da aerodinâmica dos perfis observados, demonstrou que o NACA0018 é o mais adequado para aplicação, no entanto estudos dinâmicos do rotor devem ser realizados posteriormente para verificação de outros fenômenos que podem influenciar no desempenho, como cavitação e turbulência.

A razão de solidez é um aspecto importante por caracterizar a facilidade de auto partida do rotor e as razões de velocidade. No presente projeto adotou-se uma configuração com 4 pás de corda equivalente a 30 mm, com uma razão e solidez de 0,36. De acordo com a literatura esse valor favorecerá à fácil auto partida e razões de velocidade intermediárias. A fim de garantir melhor performance e resistência estrutural adequada, o ângulo adotado da curva helicoidal projetada na superfície da esfera equivale a 90°, formando uma linha base pela qual passará o centro aerodinâmico das pás do rotor.

AGRADECIMENTOS

Os autores manifestam seus agradecimentos à UFMG, à ANEEL, à CEMIG, à ELETROBRAS-FURNAS, à FAPEMIG, ao CNPq e à CAPES pelo suporte financeiro para a realização desse trabalho.

REFERÊNCIAS

Beri, H., & Yao, Y. (11 de Maio de 2011). *Double Multiple Stream Tube Model and Numerical Analysis of Vertical Axis Wind Turbine*. Energy and Power Engineering, pp. 262-270.

DEMIRCAN, E. (2014). Design and Analysis of a Vertical Axis Water Turbine for River Applications Using Computational Fluid Dynamics. MIDDLE EAST TECHNICAL UNIVERSITY.

Hansen, M. O. (2008). Aerodynamics of Wind Turbines. Earthscan.

Kumar, A.; Saini, R. P. (2017). "Performance analysis of a Savonius hydrokinetic turbine having twisted blades". *Renewable Energy*, pp. 502-522

Kumar, D., & Sarkar, S. (14 de Janeiro de 2016). A review on the technology, performance, design optimization, reliability, techno-economics and environmental impacts, of hydrokinetic energy conversion systems. Renewable and Sustainable Energy Reviews, pp. 796–813.

Macintyre, A. J (1997). "Bombas e Instalações de Bombeamento". 2ª ed., LTC.

Marzocca, P. (2009). "The naca airfoil series". Clarkson University.

Niblick, A. L. (2012). "Experimental and Analytical Study of Helical Cross-Flow Turbines for a Tidal Micropower Generation System". *Dissertação de Mestrado*. Universidade de Washington.

PASSOS, J. C. (1984). Rotor eólico Darrieus: um estudo esperimental. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ.

Ragheb, M. (2014). "Wind Energy Converters Concepts", Urbana, Illinois, USA: University of Illinois at Urbana-Champaign.

Ragheb, M.; e Ragheb, A. M. (2016) "Wind Turbines Theory - The Betz Equation and Optimal Rotor Tip Speed Ratio,". USA.

SILVA, P. A. (2014). ESTUDO NUMÉRICO DE TURBINAS HIDROCINÉTICAS DE EIXO HORIZONTAL. Brasília: Universidade de Brasília.

Twidell, J., & Weir, T. (2006). Renewable Energy Resources. Taylor & Francis Group.

Vilanova, M. R., & Balestieri, J. (10 de Maio de 2014). *Hydropower recovery in water supply systems: Models and case study*. Energy Conversion and Management, pp. 414-426.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

SIMULACIÓN HIDRODINÁMICA DE UNA PRESA PARA CONTROL DE AVENIDAS UTILIZANDO UN MODELO FLUVIAL BIDIMENSIONAL

Víctor Hugo Guerra-Cobián, Adrián Leonardo Ferriño-Fierro, Fabiola Doracely Yépez-Rincón, Ricardo Alberto Cavazos-González, Omar Antonio Cardiel-Vázquez y Pedro Jaime Gómez-Pamínez

Ramírez

Universidad Autónoma de Nuevo León, Facultad de Ingeniería Civil, Instituto de Ingeniería Civil. Av. Universidad s/n Ciudad Universitaria, San Nicolás de Los Garza, Nuevo León, México C.P. 66455 cobian64@hotmail.com, a.ferrino@icloud.com, laprofeyepez@gmail.com, ricardo.cavazosgzz@gmail.com.

RESUMEN:

El presente trabajo muestra los resultados de la simulación hidráulica bidimensional con el modelo hidrodinámico 2D Iber en la presa de control de avenidas Corral de Palmas (conocida como "Rompepicos"). La presa fue construida con el objetivo de controlar y retardar las crecientes en la cuenca para proteger el Área Metropolitana de Monterrey de escurrimientos asociados a huracanes. Para simular el funcionamiento de la presa Rompepicos, se elaboró un modelo digital de elevación (MDE) utilizando una ortofoto digital obtenida con fotografía aérea. Se simuló en HEC-HMS el hidrograma asociado a un período de retorno de 100 años. Los resultados de la simulación hidrodinámica bidimensional con Iber mostraron que, las velocidades máximas que se pueden presentar a la salida del ducto bajo (orificio) son de 8.9 m/s. El calado máximo en el paramento vertical (aguas arriba) de la cortina de 58 m fue de 37.18 m (asociado a un gasto de 2,431 m³/s). La aplicación de Iber para la simulación de avenidas máximas en la presa Rompepicos servirá a la toma de decisiones para establecer un programa de mantenimiento y revisión física del estado de la presa; así como prever daños y situaciones de contingencia en el Área Metropolitana de Monterrey, como inundaciones o afectaciones en caso de que se presenten eventos asociados a huracanes.

ABSTRACT:

The present work shows the results of the bidimensional hydraulic simulation with the 2D hydrodynamic model Iber in the Corral de Palmas flood control dam (known as "Rompepicos"). The dam was built with the objective of protecting the Metropolitan Area of Monterrey from runoff associated with hurricanes. To simulate the functioning of the Rompepicos dam, a digital elevation model (MDE) was developed using a digital orthophoto obtained with aerial photography. The hydrograph associated with a 100-year return period was simulated in HEC-HMS. The results of the two-dimensional hydrodynamic simulation with Iber showed that the maximum velocities that can occur at the outlet of the lower conduit (orifice) are 8.9 m/s. The maximum hydraulic depth at the vertical face (upstream) of the 58 m curtain was 37.18 m (associated with a runoff of 2,431 m³/s). The application of Iber for the simulation of maximum runoff in the Rompepicos dam will serve to make decisions to establish a program of maintenance and physical revision of the state of the dam; as well as to anticipate damages and contingency situations in the Metropolitan Area of Monterrey, such as floods or damages in case of events associated with hurricanes.

PALABRAS CLAVES: Presa Rompepicos, Iber, modelo 2D, simulación hidrodinámica.

INTRODUCCIÓN

Las inundaciones ocasionan daños a la propiedad, pone en peligro la vida de los humanos y las altas velocidades del flujo del agua causan la erosión del suelo. Además, puede ocurrir daño estructural en estribos de puentes y otras estructuras dentro de las zonas de desbordamiento. Una forma de evitar lo anterior es a través del control de avenidas, el cual está constituido por el conjunto de medidas tanto estructurales como no estructurales, las cuales están destinadas a proteger una determinada zona contra las inundaciones. Por ejemplo, las presas para el control de avenidas, son embalses que generalmente permanecen vacíos; sin embargo, se llenan rápidamente con la llegada de la avenida y se vacían lentamente desfogando caudales que no causan daños aguas abajo (CONAGUA, 2011).

El diseño de las estructuras de control de avenidas con base en presas de retención, tradicionalmente se efectúa empleando los criterios unidimensionales del tránsito de avenidas en vasos (Ramírez y Aldama, 2001). Sin embargo, actualmente con el desarrollo de la dinámica de fluidos computacional o CDF (por su nombre en inglés), se pueden llevar a cabo simulaciones bidimensionales que resuelven las ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad, también conocidas como ecuaciones de St. Venant 2D. Los CFD se fundamentan en la resolución numérica de las ecuaciones fundamentales de la conservación de la materia, ecuación del transporte, energía y cantidad de movimiento en un dominio discretizado, es decir convertido en una malla (volúmenes o elementos finitos). La aplicación de estos modelos en el diseño de estructuras de control de avenidas permite conocer o representar de una forma más cercana a la realidad el tránsito de avenidas en cauces y en embalses (López, et al., 2009).

Por otro lado, México es un país que está expuesto al paso de los huracanes que se forman tanto en el océano Atlántico como en el Pacífico, lo cual ha ocasionado grandes problemas a causa de las altas precipitaciones (Rosengaus, 1995). Particularmente, el Área Metropolitana de Monterrey (AMM) ubicada en el Noreste de México, está expuesta a los efectos nocivos de los huracanes debido a que se encuentra rodeada por las montañas de la Sierra Madre Oriental (Salinas-Rodríguez, 2018). A lo largo de su historia, el AMM ha sufrido los embates de huracanes, en su mayoría originados en el océano Atlántico, los cuales descargan sus aguas a través del río Santa Catarina que nace en las montañas de la Sierra Madre Oriental. Lo anterior provoca escurrimientos torrenciales con altas velocidades del agua que han provocado daños considerables a la infraestructura del AMM. Por ejemplo, el huracán "Gilberto" en 1988 provocó precipitaciones de hasta 358 mm por día en algunas zonas generando más de 20,000 damnificados y pérdidas económicas incalculables. En el año 2005, el huracán "Emily" registró precipitaciones en promedio de 165 mm en un día. Asimismo, el AMM ha sufrido la fuerza de uno de los huracanes más desastrosos del siglo XXI. En efecto, el huracán "Alex" en el año 2010 azotó el AMM con precipitaciones del orden de los 700 mm, lo cual superó los 600 mm del promedio anual de precipitación de la región (Fuentes y Franco, 2014).

En mayo de 2002, se inició la construcción de una presa cuya función seria amortiguar los escurrimientos asociados a huracanes y disminuir los daños provocados en el AMM (figura 1). La construcción de la presa "Rompepicos" se concluyó en junio de 2004 antes de la llegada en 2005 del huracán Emily, evitando que el AMM no sufriera daños importantes, siendo así el primer huracán en el cual se vio la importancia de la presa. De lo anterior nace la necesidad de estudiar y conocer el comportamiento de la presa Rompepicos ante eventos que pudieran presentarse en un futuro. Por tal motivo, en el presente trabajo se muestra la simulación hidrodinámica bidimensional de la presa utilizando el modelo Iber (Bladé, *et al.*, 2014).



Figura 1.- Cortina de la presa Rompepicos, se observa el vertedor y la entrada del orificio bajo visto aguas arriba de la cortina (Fuente: Centro Internacional del Agua de la UANL).

METODOLOGÍA

La presa para control de avenidas Rompepicos, se construyó sobre el cauce del río Santa Catarina en la cuenca alta, tiene un área de la cuenca de aproximadamente 740 Km². La cortina se localiza al sur del AMM, aproximadamente a 15 km aguas arriba del cañón de la Huasteca en el sitio conocido como Corral de Palmas en coordenadas UTM Zona 14 E=359569, N=2827313 (figura 2). Las condiciones técnicas que se cumplieron en su construcción fueron: un gasto de diseño de 5,942 m³/s correspondiente a un periodo de retorno de 10,000 años. Para abaratar costos y disminuir tiempo de construcción se decidió construir la cortina de Concreto Compactado con Rodillo (CCR), con una forma de tipo piramidal con base inferior de 80 a 150 m de ancho y 70 m de espesor, cuenta con 70 m de altura, 40 m de profundidad en la cimentación y 220 m de longitud; se empleó en su construcción un volumen de CCR de 474,000 m³, cuenta con un ducto bajo rectangular de 6 m por lado, con recubrimiento de acero, que regula las avenidas de mediana intensidad (hasta de 860 m³/s) y un vertedor de 60 m de ancho en su parte alta con una capacidad de hasta 3,400 m³/s (Valtierra, 2013). La cortina de la presa tiene la capacidad de retener en el vaso hasta 90 Mm³.



Figura 2.- Área de captación de la presa Rompepicos (Fuente: Elaboración propia con imagen tomada de Google Earth).

La figura 3 muestra parte de la cortina de la presa vista aguas abajo, se observa el vertedor de descarga tipo "Cimacio" con el aireador y la salida del orificio bajo. En la figura 4 se observa el empotramiento en la boquilla, así como la longitud del vertedor con los aireadores; así como el escalonamiento de la cortina formado por las capas del CCR. El orificio bajo permite el tránsito de personas y vehículos hacia aguas arriba de la cortina; sin embargo, cuando se presentan precipitaciones de gran magnitud el orificio es el lugar por el que se comienza a regular el escurrimiento, por tal motivo se interrumpe el tránsito de personas y vehículos hasta que el escurrimiento termine.



Figura 3.- Vertedor de la cortina de la presa Rompepicos (Fuente: Centro Internacional del Agua de la UANL).



Figura 4.- Vista en planta de la cortina de la presa para control de avenidas Rompepicos (Fuente: Centro Internacional del Agua de la UANL).

Para llevar a cabo la simulación del funcionamiento hidráulico de la presa Rompepicos, se utilizó el modelo hidrodinámico en 2D Iber (Bladé, *et al.*, 2014). El modelo digital de terreno o malla de triángulos que requiere Iber, se elaboró con un TIN (Triangular Irregular Network) a partir de un MDE (Modelo Digital de Elevación) creado con una ortofoto obtenida con imágenes digitales. Se realizó un plan de vuelo en la zona de estudio utilizando un Vehículo Aéreo No Tripulado (VANT) o dron para la toma de 870 fotografías aéreas, cubriendo un área aproximada de 5.90 km² por el cauce del río. A partir de las fotos aéreas, se elaboró un ortomosaico digital realizando un traslape de fotografías del 80%. El geoposisionamiento del ortomosaico se llevó a cabo mediante la

colocación en campo de 12 puntos de control terrestre, utilizando un GPS de calidad topográfica (figura 5), ligado a la Red Geodésica Nacional Activa (INEGI, 2018).



Figura 5.- Ubicación de los puntos de control terrestre para la georreferenciación del ortomosaico (Fuente: Elaboración propia con imagen tomada de Google Earth).

A partir del ortomosaico creado, se obtuvo la nube de puntos de la imagen con la cual, posteriormente, se elaboró el TIN del vaso de la presa. Se trazó la geometría del modelo mediante líneas para la creación de la malla. Se crearon las superficies NURBS (Non-Uniform Rational B-Spline), diferenciando las zonas de inundación, aguas arriba y aguas debajo de la cortina de la presa. Posteriormente, se utilizó un tamaño de malla "no estructurada" de 5m para las zonas de inundación y 0.5 m para la zona de la cortina. Los valores de rugosidad (coeficiente de Manning) que se emplearon, se presentan en la tabla 1.

Zona del modelo	Coeficiente de Manning	
	[adimensional]	
Inundación	0.025	
Cortina	0.018	

Tabla 1.- Coeficientes de rugosidad considerados en la simulación.

Los hidrogramas utilizados en la simulación, se obtuvieron con el modelo hidrológico semidistribuido HEC-HMS (Scharffenberg, 2016), empleando los datos de precipitación de 5 estaciones climatológicas localizadas dentro y fuera de la cuenca (figura 6). El modelo hidrológico se implementó discretizando la cuenca en cuatro subcuencas (figura 7) empleando el método de transformación lluvia-escurrimiento del SCS (Soil Conservation Service). Se simularon las lluvias que ocurrieron durante el huracán Alex de 2010; así como las lluvias asociadas a un período de retorno de 100 años.



Figura 6.- Ubicación de las estaciones climatológicas utilizadas en el modelo HEC-HMS (Fuente: Elaboración propia con imagen tomada de Google Earth).



Figura 7.- Esquema conceptual del modelo hidrológico en HEC-HMS (Fuente: Elaboración propia).

Con respecto a los parámetros de la simulación hidrodinámica, se emplearon los datos siguientes: instante inicial 0 s, tiempo máximo de simulación 134,000 s (37.2 hr), intervalo de resultados 2,000 s. Además, se tomó como "Condición Inicial" con cota 0 a todo el modelo. Se asignó la salida del modelo con condición de flujo supercrítico/crítico. Para la condición de entrada se aplicó como entrada el caudal total, régimen critico/subcrítico y se insertó el hidrograma a simular para un período de retorno Tr=100 años con un gasto pico de 2,431 m³/s. Finalmente, se le asignó a la malla la elevación desde el modelo digital de terreno. Debido a que la presa es de control de avenidas y cuenta con un orificio o ducto bajo, este se simuló considerando una alcantarilla en la cortina de tipo rectangular de 6m por lado con un coeficiente de rugosidad de 0.011.

RESULTADOS

En el vuelo con el VANT (dron) se obtuvieron 870 imágenes digitales que fueron habilitadas y calibradas al 100%, el geoposicionamiento se realizó con 7 satélites GPS. Se obtuvo un error medio RMS de 2.053 m con respecto a la altitud en el posprocesamiento de la información. La figura 8 muestra el ortomosaico y el correspondiente Modelo Digital de Superficie (MDS) antes de la densificación.



Figura 8.- Ortomosaico, MDS y nube de puntos utilizada en la elaboración del TIN para la simulación hidrodinámica (Fuente: Elaboración propia).

El gasto máximo simulado en HMS para un período de retorno de 100 años fue de 2,431 m³/s. Además, los gastos máximos obtenidos en la simulación, para las lluvias que se presentaron durante el huracán Alex de 2010, fueron 1,440.2 m³/s para la presa y 654.9 m³/s para el orificio de descarga. Los resultados muestran que las lluvias que se presentaron durante el huracán Alex de 2010 produjeron un 59.2% del escurrimiento asociado a un Tr=100 años. El tiempo base del hidrograma simulado fue de 37.2 hr y el tiempo pico de 7.43 rh.

Los resultados de la simulación hidrodinámica arrojaron que, el gasto pico simulado de 2,431 m³/s, que corresponde a un Tr=100 años, no alcanzó a desbordar por el vertedor. El calado o tirante máximo alcanzado fue de 37.18 m aguas arriba de la cortina. Los calados en la cortina de la presa para un paso de tiempo de 11,000 s (3.05 hr) el calado máximo obtenido es de 10.57 m (figura 9). Con respecto a las velocidades del agua simuladas; se tuvo que, la descarga máxima por el orificio alcanzó una velocidad de 8.9 m/s.



Figura 9.- Calados simulados en Iber para un Tr=100 años y un paso de tiempo de 3.05 hr (Fuente: Elaboración propia).



La figura 10 muestra la evolución del calado en la presa con base en distintos pasos de tiempo.

Figura 10.- Calados simulados en Iber para un Tr=100 años y para varios pasos de tiempo (Fuente: Elaboración propia).

CONCLUSIONES

El uso de herramientas computacionales como Iber permitió conocer de manera más precisa el comportamiento del flujo ante la presencia de estructuras para control de avenidas como la presa Rompepicos. Además, la toma de fotografías aéreas mediante el uso de Vehículos Aéreos No Tripulados, conocidos como drones, han permitido elaborar modelos de superficie con precisión adecuada para llevar a cabo el presente estudio. Lo anterior impacta directamente en costes relativamente bajos comparados con la topografía tradicional, además de la reducción en tiempo.

Debido a que no existen estaciones hidrométricas aguas arriba de la presa, la calibración del modelo se realizó con base en las huellas o marcas de agua que dejó la avenida que se presentó al paso del huracán Alex de 2010.

Finalmente, los resultados obtenidos serán utilizados por las autoridades competentes para tomar decisiones con respecto al programa de inspección física y mantenimiento de la presa.

REFERENCIAS

Bladé, E. Cea, L. Corestein, G. Escolano, E. Puertas, J. Vázquez-Cendón, E. Dolz, J. Coll, A. (2014). "Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos", *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, Volume 30, Issue 1, Pages 1-10.

CONAGUA. (2011). *Manual para el control de inundaciones*. Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales, Comisión Nacional del Agua. Edición 2011. México. 326 págs.

Fuentes, O. A., Franco, V. (2014). Caracterización fluvial e hidráulica de las inundaciones en México. Zona de estudio Área metropolitana de monterrey: Ríos Pesquería, Santa Catarina y San Juan. Elaborado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM para la Comisión Nacional del Agua, Organismo de Cuenca Río Bravo, diciembre 2014. 58 págs.

INEGI. (2018). Red Geodésica Nacional Activa, Coordenadas ITRF 2008 época 2010.0. Instituto Nacional de Estadística y Geografía. http://www.inegi.org.mx/geo/contenidos/geodesia/rgna.aspx?p=22&dv=c1.

López, J., Alvarez-Ramírez, J., Hernández, J. (2009). "Solución numérica del modelo de Saint-Venant vía volúmenes finitos". *Revista de Ciencias Básicas UJAT*. Vol. 8, No. 2, Diciembre 2009, pp. 34-53.

Ramírez, A.I. y Aldama, A.A. (2001). "Solución analítica aproximada de la ecuación de tránsito de avenidas en vasos". *Ingeniería Hidráulica en México*, IMTA, Vol. XVI, No. 4, octubre-diciembre de 2001, pp. 71-77.

Rosengaus, M. (1995). "Fundamentos de radares meteorológicos: aspectos modernos (segunda parte de dos)", *Ingeniería Hidráulica en México*. Vol. X, núm. 2. pp. 59-78.

Salinas-Rodríguez, M. M. (2018). La Sierra Madre Oriental como reservorio de diversidad vegetal. *Revista Ciencia UANL*. Año 21, No. 88 marzo-abril 2018, doi:10.29105/cienciauanl88.21-4. Págs. 46-51.

Scharffenberg, W. (2016). *Hydrologic Modeling System HEC-HMS User's Manual, version 4.2.* US Army Corps of Engineers, Institute for Water Resources, Hydrologic Engineering Center, Davis CA, USA.

Valtierra, A. (2013). Tendencias en el diseño de las presas. Construcción y Tecnología en concreto. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C. Infraestructura junio 2013, págs. 60-65 (recuperado de http://www.imcyc.com/revistacyt/junio2013/pdfs/infraestructura.pdf).

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

PRESSÕES ATUANTES EM BACIA DE DISSIPAÇÃO COM SOLEIRA TERMINAL

Eliane Conterato¹, Carolina Kuhn Novakoski¹, Maurício Dai Prá¹, Luiz Augusto Magalhães Endres¹, Daniela Guzzon Sanagiotto¹, Guilherme Santana Castiglio¹, Rute Ferla¹, Marcelo Giulian Marques¹, Aline Saupe Abreu²

¹Universidade Federal do Rio Grande do Sul, ²Universidade Federal de Pelotas, Brasil, conterato.eliane@gmail.com, carolkn04@gmail.com, mdaipra@gmail.com, endres@ufrgs.br, dsanagiotto@ufrgs.br, guilhermecastiglio@gmail.com, ruteferla@hotmail.com, mmarques@iph.ufrgs.br, alsaupe@gmail.com

RESUMO:

A inserção de soleira terminal influencia na distribuição de pressões e velocidades na bacia de dissipação e a jusante da mesma, podendo essa influência ser positiva, do ponto de vista de segurança e economia da obra, se a soleira estiver corretamente posicionada. Na bibliografia existente são abordadas de forma escassa metodologias para dimensionamento de soleiras, principalmente considerando a distribuição de pressões instantâneas. A maioria das metodologias se baseia em informações obtidas através de análises visuais do escoamento e algumas em pressões médias. Este estudo considerou a distribuição de pressões instantâneas no fundo da bacia de dissipação a jusante de vertedouros em degraus para diferentes tamanhos de soleira triangular com declividade 1H:1V. Como resultado apresenta os dados de pressões médias e suas flutuações em comparação com bacia do tipo I (sem soleira). Verificou-se que a inserção da soleira terminal causa um afogamento artificial que minimiza a amplitude das flutuações dentro da bacia. O lançamento do escoamento.

ABSTRACT:

The insertion of the end sill influences the distribution of pressures and velocities in the dissipation basin and downstream from it, and this influence can be positive, from the point of view of safety and economy of the construction, if the end sill is correctly positioned. In the existing bibliography, the methodologies for the dimensioning of the end sill are approached in a scarce way, especially considering the distribution of instantaneous pressures. The majority of the methodologies are based in information obtained through visual analyzes of the flow and average pressures. This study considered the distribution of instantaneous pressures at the bottom of the dissipation basin located downstream of stepped spillways for different sizes of triangular end sill with 1H:1V declivity. As a result presents the data of average pressures and its fluctuations in comparison with basin type I (without end sill). It was verified that the insertion of the end sill causes an artificial drowning that minimizes the amplitude of the fluctuations inside the basin. The launch of the flow causes a decrease in the pressures at the foot of the end sill and a slight increase in the impact of the flow.

PALAVRAS CHAVES: bacia de dissipação; soleira terminal; ressalto hidráulico.

INTRODUÇÃO

Os vertedouros em degraus são utilizados com objetivo de melhorar a eficiência na dissipação de energia, reduzindo os esforços na bacia a jusante já que podem dissipar grande parte da energia durante a queda do escoamento, ainda na calha. A utilização do conjunto vertedouro em degraus e bacia com elementos pode equilibrar de forma vantajosa a distribuição de pressões e suas variações ao longo da estrutura, tornando-se uma eficiente estrutura de dissipação, além de poder, em muitos casos, otimizar os custos por diminuir o comprimento e elevar a cota de fundo da bacia.

Bacias de dissipação são estruturas utilizadas com frequência a jusante de vertedouros para controlar e dissipar a energia, protegendo assim o leito do rio e o próprio vertedouro. Existem diferentes configurações de bacias incluindo elementos. Conforme Elevatorski (1959), pode-se citar os blocos de calha (chute blocks), blocos dispersores na bacia (baffle piers) e soleiras terminais (end sills). Esses elementos são geralmente instalados para melhorar o desempenho da bacia de dissipação e otimizar os custos, já que, com uma maior eficiência, a tendência é diminuir o comprimento da estrutura. A Figura 1 mostra um exemplo de bacia de dissipação com blocos dispersores, blocos de calha e soleira terminal, que são alguns dos elementos utilizados.



Figura 1.- Exemplo de elementos em bacia de dissipação (adaptado de Peterka, 1957)

Em obras de médio e grande porte é comum a utilização de soleira posicionada na extremidade de jusante da bacia de dissipação, chamada soleira terminal, que pode ser dentada ou contínua. Já os blocos, experiências mostram que, tanto posicionados no encontro da calha ou no interior da bacia, podem causar problemas de erosão e/ou cavitação na laje de fundo da estrutura devido às altas velocidades do escoamento. A Figura 2 mostra exemplo de estrutura que sofreu desgaste nessas condições.



Figura 2. - Erosão no pé da barragem de Porto Colômbia, MG, causada por cavitação devido a altas velocidades do escoamento. (fonte: ELETROBRAS FURNAS)

Existem alguns estudos buscando o entendimento do escoamento em bacia com diferentes tipos de elementos através de análise visual e/ou pressões médias, podendo-se citar entre eles Peterka (1957), Vischer a Hager (1995), Hager (1992), Tiwari et al (2011). Alikani et al. (2010) desenvolveram estudos com soleiras retangulares contínuas no final da bacia e verificaram que a

inserção da soleira pode reduzir o comprimento da bacia em até 30%, em comparação com bacia do tipo I.

Cardoso (2006) desenvolveu estudos em bacia de dissipação do tipo I e com elementos (blocos na bacia e soleira terminal em conjunto), ambos a jusante de vertedouro com degraus. O autor analisou o comportamento de pressões médias adquiridas através de piezômetros instalados na base da bacia, além das alturas do escoamento para vazões específicas variando de 0,08 a 0,2 m³/s/m e números de Froude na entrada do ressalto variando de 5,0 a 6,5. Entre as conclusões, o autor destaca que a inserção de elementos conduz a uma diminuição de 40 a 60% no comprimento do ressalto em relação ao ressalto clássico (formado em bacia tipo I) e que, no trecho inicial do ressalto, ocasiona um aumento de altura do escoamento.

Meireles et al. (2010) realizaram estudos em bacias com elementos (blocos dispersores no pé do vertedouro, blocos dispersores na bacia e soleiras terminais) a jusante de vertedouros em degraus. Os autores apresentaram os dados de pressões médias em comparação com dados coletados em bacia sem soleira (bacia tipo I) por Meireles (2005), conforme Figura 3.



Figura 3. - Comparação entre os resultados obtidos no estudo de Meireles et al. (2010) e Meireles et al. (2005), bacia com elementos e bacia tipo I, respectivamente (fonte: Meireles et al., 2010)

Os resultados obtidos em bacia com elementos por estes autores indicaram pressões maiores ao longo do ressalto. No entanto o ressalto nessa situação se estabiliza muito mais rápido que na bacia tipo I. Os autores também concluíram que a influência dos blocos de calha é irrelevante, não alterando o comportamento das pressões nem do nível de água se comparados com bacias apenas com blocos na bacia e soleira terminal.

Outro trabalho publicado sobre a influência de elementos a jusante de vertedouro em degraus é de Bung et al. (2012). A calha da estrutura em degraus também possui declividade 1V:0,75H. Os autores utilizaram blocos dispersores na bacia e soleira terminal. Em uma das configurações os autores ainda acrescentaram blocos no pé do vertedouro visando analisar a influência dos mesmos quando instalados em conjunto com demais elementos.

Os autores apresentam dados de pressões médias, no centro da bacia, para vazões específicas variando entre 0,08 e 0,20 m³/s/m. As análises foram realizadas com diferentes níveis de jusante gerando ressalto de diferentes perfis (afogado, livre e iniciando a jusante do pé do vertedouro). Analisando os resultados de pressões os autores concluíram que o uso de blocos de calha (blocos no pé do vertedouro) é dispensável em estruturas com vertedouro em degraus.

Neste contexto, este estudo busca contribuir na caracterização do escoamento em bacias de dissipação com soleira terminal a jusante de vertedouros em degraus.

METODOLOGIA

O presente trabalho apresenta resultados obtidos em estudo experimental da bacia de dissipação com soleira terminal a jusante de vertedouro em degraus. Os resultados foram baseados

na análise de pressões instantâneas coletadas no fundo da bacia através de transdutores piezoresistivos de faixa de -1,5 a +2,5 m.c.a. com precisão de 0,25% e transdutores piezo-resistivos de faixa de -0,5 a +1,5 m.c.a. com precisão de 0,50%. O modelo experimental é apresentado na Figura 4.



altura da calha (H) = 2,45 m; declividade da calha = 1(V) : 0,75 (H); calha com 33 degraus com 0,06 m de altura; comprimento do canal de jusante do vertedouro = 5 m; largura do canal = 0,40 m.

Figura 4.- Modelo utilizado e suas principais características.

A tabela 1 apresenta as principais características dos ensaios que foram conduzidos.

q (m³/s/m)	$Y_1(m)$	v ₁ (m/s)	Fr ₁		
0,100	0,026	3,784	7,44		
0,150	0,036	4,154	6,98		
0,200	0,044	4,540	6,91		
0,250	0,054	4,617	6,34		
0,275	0,060	4,582	5,97		

Tabela 1.- Vazões ensaiadas e características

Foram estudadas diferentes alturas de soleira: 0,24; 0,18; 0,12 e 0,10 m. As soleiras foram posicionadas na posição 2/3H sendo H a altura da calha do vertedouro. A Figura 5 mostra as diferentes alturas utilizadas e o ângulo α corresponde a 45° (declividade 1H:1V).



Figura 5.- Esquema das diferentes alturas de soleiras utilizadas (adaptado de Conterato, 2014).

A altura rápida (Y_1) citada na tabela 1 foi calculada em função da altura lenta para cada vazão, que foi medida através de piezômetro instalado a jusante do ressalto, em ensaio preliminar com bacia sem elementos. Mais detalhes sobre a metodologia empregada neste trabalho podem ser consultados em Conterato (2014).

RESULTADOS

Foram analisados dados de pressões médias e desvio padrão das amostras coletadas em bacias com soleiras de diferentes alturas na posição 2/3H.

Para verificação da influência da soleira no escoamento, os ensaios foram realizados considerando o nível de jusante equivalente à altura lenta do ressalto livre. A Figura 6 mostra o escoamento para uma vazão de 80 l/s (q=0,2m³/s/m) em bacia com soleira de 0,12 m de altura (a) e em bacia do tipo I (b).



Figura 6.- Imagens do escoamento na bacia: (a) com soleira de 0,12 m e (b) bacia tipo I, ambos para vazão de 80 l/s (Fr=6,91).– escoamento da esquerda para a direita

Observando a figura é possível perceber que o nível na bacia aumenta com a inserção da soleira. Também é visível que a mesma causa uma perturbação a jusante, onde é criada uma zona de recirculação, onde podem ocorrer variações maiores de pressão em relação ao fundo da bacia tipo I.

O comportamento das pressões médias coletadas no fundo da bacia para cada uma das situações da figura anterior é apresentado na Figura 7. No gráfico é possível visualizar que a bacia com soleira apresenta um aumento nos valores de pressão média em relação à bacia tipo I. Esse aumento é mais significativo próximo à soleira, onde é visualizado um pico de pressão, provavelmente devido ao impacto do escoamento na soleira gerando uma elevação do nível d'água naquele ponto. A jusante da soleira se percebe que as pressões em bacias com soleira ficam levemente abaixo em relação às pressões em bacia tipo 1. Essa queda deve ser devido à recirculação causada no pé da soleira, conforme pode ser visualizado na imagem do escoamento.



Figura 7.- Distribuição longitudinal das alturas de pressões médias junto ao fundo em bacia do tipo I e bacia com soleira de 0,12 m, para vazão de 80 l/s (Fr=6,91).

Na Figura 8 são apresentados os resultados para as flutuações dos valores de pressão no fundo da bacia nas mesmas condições apresentadas anteriormente, para bacia tipo I e bacia com soleira de 0,12 m. É possível observar que as flutuações dentro da bacia diminuem com a inserção da soleira. A jusante da soleira se observa um rebaixamento dos valores e logo em seguida um leve pico, provavelmente ocasionado pelo impacto do escoamento lançado pela soleira.



Figura 8.- Flutuações dos valores de pressão junto ao fundo em bacia do tipo I e bacia com soleira de 0,12 m, para vazão de 80 l/s (Fr=6,91).

A Figura 9 e a Figura 10 apresentam valores de pressões médias e flutuações dos valores de pressão adimensionalisados (conforme equação 1 e equação 2 proposta por Marques et al (1997)), respectivamente para as quatro diferentes alturas de soleiras utilizadas na posição 2/3H.

$$y_p = \frac{(P-Y_1)}{(Y_2 - Y_1)} \cdot \frac{1}{s}$$
[1]

$$\sigma_p = \left(\frac{\sigma}{\Delta H}\right) \cdot \left(\frac{Y_2}{Y_1}\right)$$
[2]

$$x_p = \frac{\mathbf{x}}{(Y_2 - Y_1)}.$$
 [3]

Onde:

 $y_p = pressão adimensionalizada;$

- P = pressão média (m.c.a);
- Y_1 = altura conjugada rápida no início do ressalto, para S=1,0 (m);
- Y_2 = altura conjugada lenta no final do ressalto, para S = 1,0 (m);
- S = submergência;
- σ = desvio padrão da amostra de pressão em um determinado ponto (m);
- σ_p = resultado adimensionalizado das amostras de desvio padrão;
- $\Delta H = perda de carga no ressalto (m);$
- $x_p = distância adimensionalizada;$
- x = distância a partir do pé do vertedouro (início do ressalto) (m).



Figura 9.- Comparação dos dados de pressões médias em bacias com 4 diferentes alturas e bacia livre para vazão de 80 l/s (Fr=6,91) (com dados adimensionalizados).



Figura 10.- Comparação dos dados de flutuações de pressões em bacias com 4 diferentes alturas e bacia livre para vazão de 80 l/s (Fr=6,91) (com dados adimensionalizados).

Nos gráficos das figuras acima se observa que bacias com soleiras obedecem ao mesmo comportamento para pressões médias e para flutuações de pressões do caso descrito detalhadamente anteriormente.

A altura influencia no afogamento artificial da bacia, soleiras maiores aumentam o afogamento. A soleira de 0,18 m de altura apresenta os maiores valores de pressão média na bacia. A jusante da soleira também se observa que existe um pico de mínimo que se acentua com a altura, sendo a bacia com soleira 0,18 m a que apresenta menores valores. O pico de flutuações das pressões também se acentua em bacias com soleiras maiores. Para um melhor entendimento do escoamento são apresentadas, na Figura 11, imagens dos quatro casos aqui estudados para a mesma vazão dos gráficos mostrados acima.



Figura 11.- Comparação entre o escoamento na bacia para as 4 alturas diferentes de soleira e vazão de 80 l/s (Fr=6,91).

Na Figura 12 são apresentados os dados de pressão média para todas as vazões na condição de bacia com soleira de 0,12 m em comparação com bacia tipo I. Todas as vazões apresentaram um comportamento semelhante ao caso apresentado como exemplo anteriormente.


Figura 12.- Comparação entre todas as vazões ensaiadas para a soleira de 0,12 m em comparação com bacia tipo I.

CONCLUSÕES

Analisando os dados de pressões médias e suas flutuações para diferentes casos é possível verificar que a inclusão da soleira terminal na bacia causa um aumento nos valores de pressão a montante da mesma. Esse aumento é mais significativo quanto maior a soleira.

A jusante se verifica uma leve diminuição nesses valores, provavelmente por conta da recirculação provocada pela presença da soleira terminal.

Bacias com soleiras apresentam valores de flutuação de pressão menores em relação a bacia tipo I, provavelmente por conta do colchão d'água formado que ameniza o impacto do escoamento. A inserção da soleira causa um pico de flutuações a jusante, no ponto de impacto do escoamento lançado pela soleira. Esse ponto merece atenção pois pode, dependendo do tipo de solo e da distância em relação ao final da bacia que ocorre esse impacto, colocar em risco a estrutura.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Dona Francisca Energética que possibilitou a realização do P&D que abordou o presente assunto. Agradecem também ao Instituto de Pesquisas Hidráulicas e especialmente aos bolsistas, técnicos e professores do LOH.

Referencias Bibliográficas

Alikhani, A.; Behrozi-Rad, R.; Fathi-Moghadam, M. (2010). "Hydraulic jump in stiling basin with vertical end sill". *International Journal Physical Sciences*. v. 5, January, 2010, p.25-29.

Bung, D. B. et al. (2012) "USBR type iii stilling basin performance for steep stepped spillways". *4th internacional symposiumon hydraulic structures*. Porto, Portugal.

Cardoso, F. G. "Estudo do ressalto hidráulico em bacias de dissipação de energia a jusante de descarregadores de cheias em degraus". 2006. 143f. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Portugal.

Conterato, **E.** (2014) "Determinação de critérios de dimensionamento de soleira terminal em bacia de dissipação a jusante de vertedouro em degraus." Dissertação de mestrado. UFRGS. Porto Alegre, Rio Grande de Sul. Brasil.

Elevatorski, A. E.(1959). "Hydraulic Energy Dissipators". McGraw-Hill, New York.

Hager, W. H. (1992) "Energy dissipators and hydraulic jump". Water Science and Technology Library. Kluwer Academic Publishers.

Meireles, I.; Matos, J.; Falcão De Melo, J.(2005) Pressure head and residual energy in skimming flow on steeply sloping stepped spillways. *XXXI International Association of Hydraulic Engineering and Research Congress*, Seul, Coreia do Sul.

Meireles, I. O. C.; Matos, J.; Silva Afonso, A. (2010) "Flow Characteristics along a USBR type III stilling basin downstream of steep stepped spillways. Hydraulic Structures: Useful Water Harvesting Systems or Relics?" *Third International Junior Researcher and Engineer Workshop on Hydraulic Structures*. The University of Queensland, Brisbane, Australia.

Peterka, A. J. (1957) "Hydraulic Desing of Stilling Basins and Energy Dissipators". Washington, U. S. Govt. Print.

Vischer, D. L.; Hager, W.H. (1995) "Energy Dissipators". IAHR, Hydraulic Structures Desing Manual.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

COMPARAÇÃO DA DISSIPAÇÃO DE ENERGIA AO LONGO DE UMA CALHA EM DEGRAUS COM AERAÇÃO NATURAL E AERAÇÃO FORÇADA

Carolina Kuhn Novakoski, Priscila dos Santos Priebe, Eder Daniel Teixeira, Augusto Ceron Reginatto, Eliane Conterato, Guilherme Santana Castiglio, Alba Valéria Brandão Canellas, Fabrício Prates Desessards, Marcelo Giulian Marques, Aline Saupe Abreu

Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil, carolkn04@gmail.com, priscilaspriebe@gmail.com, eder.teixeira@ufrgs.br, augusto.creginatto@gmail.com,

conterato.eliane@gmail.com, alba.canellas@gmail.com, fabricio.desessards@gmail.com, mmarques@iph.ufrgs.br

RESUMO:

Apesar das vantagens relacionadas à utilização de vertedouros em degraus, como a dissipação de grande parte da energia potencial durante a passagem do escoamento pela calha, sua utilização é limitada a vazões específicas em torno de 15m³/s/m devido à possibilidade de danos por erosão e cavitação nos degraus e à não garantia de uma dissipação de energia significante para vazões maiores. A inserção de pilares, defletores e chaminés (aeradores) na calha em degraus pode possibilitar a descarga de maiores vazões específicas. O presente artigo tem por objetivo analisar a diferença de dissipação de energia entre um vertedouro em degraus com a implantação dos elementos citados (aeração forçada) e um vertedouro em degraus com aeração natural. A análise foi realizada com base em medições de pressões e cálculos de comprimento de ressalto hidráulico em um modelo físico de bacia de dissipação a jusante de um vertedouro em degraus localizado no Laboratório de Obras Hidráulicas – IPH - UFRGS. Concluiu-se que a inserção de pilar com defletor, chaminé ou chaminé com defletor resulta em pressões mais baixas na região de impacto do escoamento na bacia e comprimentos de ressalto hidráulico menores se comparados a uma situação com calha em degraus sem aeração forçada.

ABSTRACT:

Although the advantages related to stepped spillways utilization, such as the dissipation of much of the potential energy during the passage of the flow by the chute, their use is limited to specific flows around 15 m³/s/m due to the possibility of damages caused by erosion and cavitation in the steps and the non-guarantee of a significant energy dissipation for larger flows. The insertion of pillars, deflectors and chimneys (aerators) in the stepped channel can enable the discharge of higher specific flows. This article aims to analyze the difference of energy dissipation between a stepped spillway with the implantation of the mentioned elements (forced aeration) and a stepped spillway with natural aeration. The analysis was performed based on pressure measurements and calculations of the hydraulic jump length in a physical model of a dissipation basin downstream a stepped spillway located at the Laboratório de Obras Hidráulicas – IPH – UFRGS. It was concluded that the insertion of a pillar with deflector, chimney or chimney with deflector results in lower pressures in the region of impact of the flow in the dissipation basin and smaller hydraulic jump lengths when compared to a situation with stepped spillway without forced aeration.

PALABRAS CLAVES: Vertedouros em degraus; dissipação de energia; aeração forçada

INTRODUÇÃO

Vertedouros são estruturas que fazem parte do sistema extravasor de barragens e são responsáveis por conduzir o excesso de água do reservatório para jusante do maciço de forma segura. A utilização de degraus com função de dissipar energia foi consolidada a partir dos anos 1970, com o aprimoramento da técnica de CCR (concreto compactado a rolo). A grande vantagem das estruturas escalonadas é a dissipação da energia potencial proveniente do desnível ocasionado pela construção do barramento que ocorre, em sua maior parte, durante a passagem do escoamento pela calha. Dessa forma, as estruturas de dissipação da energia residual, como bacias de dissipação por ressalto hidráulico instaladas a jusante dos vertedouros em degraus podem ter suas dimensões e seus custos reduzidos.

De acordo com Matos (2000), Amador (2005), Gomes (2006), entre outros, a utilização dos vertedouros em degraus é limitada a vazões específicas em torno de 15 m³/s/m a fim de evitar a ocorrência de cavitação e erosão nos degraus. Além disso, para vazões específicas acima desse valor não é possível garantir uma boa eficiência na dissipação de energia durante a passagem do escoamento pelo vertedouro. Nesses casos é necessário que a calha possua uma grande extensão para que ocorra o desenvolvimento da aeração total do escoamento, resultando em uma significante dissipação de energia.

Tendo em vista a demanda por vazões mais altas nos vertedouros de barragens e as vantagens associadas às estruturas escalonadas, estão sendo desenvolvidas pesquisas com o intuito de ampliar a faixa de vazões específicas possíveis nos vertedouros em degraus sem causar danos às estruturas e sem prejudicar a dissipação da energia de montante. Uma alternativa para isso é a implementação, na calha em degraus, de elementos que aumentem a aeração do escoamento. Autores como Pfister et. al (2011) e Terrier (2016) se dedicaram ao estudo do comportamento do escoamento sobre vertedouros em degraus com inserção de defletores e aeradores (chaminés) na calha.

Uma forma de avaliar a dissipação de energia de uma calha em degraus é através da verificação das pressões atuantes na bacia de dissipação em local próximo à incidência do escoamento advindo da calha e a verificação do comprimento do ressalto hidráulico formado na bacia. Quanto maior é a dissipação de energia durante a passagem do escoamento pela calha, menor é pressão no ponto de impacto do jato na bacia e menor é o comprimento do ressalto hidráulico a jusante de um vertedouro em degraus com aeração natural através da medição de pressões atuantes na bacia de dissipação e constatou que a equação proposta por Marques et. al (1997) (equação 1) para o cálculo do comprimento do ressalto hidráulico de ser aplicada, sem prejuízos, para bacias a jusante de vertedouros em degraus. A figura 1 apresenta as pressões médias, em m.c.a. obtidas por Novakoski et. al (2017) para o modelo reduzido de bacia de dissipação a jusante de vertedouro em degraus.

$$L_j = 8,5 * (y_l - y_r)$$
 [1]

Onde:

Lj = Comprimento do ressalto hidráulico (m);

yl = altura conjugada lenta (m);

yr = altura conjugada rápida (m).



Figura 1.- Pressões médias ao longo de bacia de dissipação a jusante de calha em degraus obtidas por Novakoski et. al (2017)

O objetivo do presente artigo é verificar a influência que a inserção de elementos aeradores na calha em degraus (como pilar, defletor e chaminé) causa na dissipação de energia durante a passagem do escoamento pela calha. Essa verificação foi possível através de análises de pressões médias e comprimento do ressalto hidráulico desenvolvido na bacia de dissipação.

METODOLOGIA

Para a verificação da dissipação da energia ao longo de uma calha em degraus com aeração forçada utilizou-se um modelo físico de um vertedouro em degraus seguido de bacia de dissipação instalado no Laboratório de Obras Hidráulicas do Instituto de Pesquisas Hidráulicas, daUniversidade Federeal do Rio Grande do Sul. As características gerais do modelo estão apresentadas na tabela 1.

Características	Medidas
Escala	1:10
Altura do vertedouro	2,45m
Altura do degrau	0,06m
Comprimento do degrau	0,045m
Largura do vertedouro	0,40m
Declividade da calha	1,00V:0,75H

Tabela 1. - Características gerais do modelo físico utilizado

No modelo, foram implantados diferentes elementos para a realização dos ensaios com aeração forçada. Os elementos implantados foram: I) pilares de 3 cm de espessura até o primeiro degrau junto às paredes do vertedouro com defletor de 6mm de espessura também no primeiro degrau (figura 2), II) chaminé no primeiro degrau (figura 3) e III) chaminé com defletor de 6mm no primeiro degrau (figura 4). Para a comparação com a aeração natural foram utilizados os dados de Novakoski et. al (2017), que obteve seus dados com o mesmo modelo físico utilizado para a presente pesquisa, porém sem nenhum elemento na calha, configurando, assim, a aeração natural.







Figura 2.- a) vista lateral e b) vista superior de vertedouro em degraus com pilares e defletor

Figura 3.- a) vista lateral e b) vista superior de vertedouro em degraus com aerador

Figura 4.- a) vista lateral e b) vista superior de vertedouro em degraus com aerador e defletor

Os ensaios foram realizados com 7 diferentes vazões (20, 40, 50, 60, 80, 100 e 110 l/s) e, em cada ensaio, foi calculado o comprimento do ressalto hidráulico livre desenvolvido para as todas as vazões ensaiadas. O cálculo foi realizado através da equação 1. A altura conjugada lenta (yl) foi medida e a altura conjugada rápida (yr) foi calculada através da equação proposta por Bélanger em 1828. Além disso, para a configuração com pilares e defletor de 6 mm, foram medidas pressões médias em três posições a partir da calha em degraus (figura 5) com e sem formação de ressalto hidráulico na bacia. As pressões foram medidas através de transdutores de pressão da marca Sitron modelo SP96 instalados diretamente sob o canal como mostra a figura 6.





Figura 5.- Posições de medições das pressões médias ao longo de bacia de dissipação.

Figura 6.- Instalação dos transdutores para medição de pressões médias ao longo da bacia de dissipação.

Notou-se, através da figura 7, que, na posição mais próxima do pé do vertedouro (onde aproxima-se da ocorrência da profundidade conjugada rápida, yr), o valor das pressões médias é semelhante para as condições com e sem formação de ressalto hidráulico. Para as posições mais afastadas do pé do vertedouro a formação do ressalto hidráulico exerce influência nas pressões médias causando um aumento em seus valores. Sendo assim, para as demais configurações de elementos, foram medidas as pressões médias apenas para a posição mais próxima do vertedouro (17,4 cm do final da calha) com condição de formação de ressalto hidráulico livre.



Figura 7.- Pressões médias ao longo de bacia de dissipação a jusante de calha em degraus com pilares e defletor com e sem formação de ressalto hidráulico

RESULTADOS E DISCUSSÕES

A figura 8 apresenta os resultados de pressões médias, em m.c.a. obtidas no ponto de impacto do escoamento para cada configuração de bacia de dissipação a jusante de vertedouro com aeração forçada em função das vazões ensaiadas. Os dados estão comparados com os obtidos por Novakoski et. al (2017) para uma bacia de dissipação a jusante de um vertedouro em degraus com aeração natural.



Figura 8. - Pressões médias (em m.c.a.) para todas as configurações e vazões ensaiadas comparadas com as obtidas por Novakoski et. al (2017).

Analisando a figura 8, pode-se perceber que as configurações com aeração forçada apresentam pressões médias significantemente reduzidas em relação à aeração natural. Destacam-se as configurações com chaminé e chaminé com defletor, que apresentaram uma redução ainda mais significativa no valor das pressões médias do que a configuração com pilares e defletor. Percebe-se também, que quanto maior é a vazão ensaiada, maior é a diferença entre as pressões médias resultantes de calha em degraus com aeração forçada em relação à calha com aeração natural. Para a vazão de 110 l/s a diferença de pressão média entre as condições de aeração natural e aeração forçada por chaminé foi de aproximadamente 0,3 m. A única situação em que a aeração forçada não apresentou uma redução significante nas pressões médias foi a configuração de pilar e defletor com vazão de 40 l/s.

As figuras 9, 10, 11 e 12 apresentam fotos do ressalto hidráulico obtido em cada condição ensaiada para a vazão de 40 l/s.



Figura 9. – Ressalto hidráulico a jusante de vertedouro em degraus com aeração natural.



Figura 10. – Ressalto hidráulico a jusante de vertedouro em degraus com aeração forçada por pilares e defletor.



Figura 11. – Ressalto hidráulico a jusante de vertedouro em degraus com aeração forçada por aerador.



Figura 12. – Ressalto hidráulico a jusante de vertedouro em degraus com aeração forçada por pilar mais defletor.

Analisando as figuras 9 a 12, pode-se notar uma suave redução no comprimento do ressalto hidráulico das condições com aeração forçada em relação à condição com aeração natural. Porém a visualização do ressalto hidráulico por imagens fica prejudicada devido à grande oscilação do fenômeno, sendo assim, a seguir são apresentados os resultados obtidos empiricamente para análise do comprimento do ressalto hidráulico. A figura 9 apresenta graficamente os comprimentos do

ressalto hidráulico livre desenvolvido na bacia de dissipação a jusante do vertedouro em degraus, calculados através da equação 1, para cada configuração e vazão ensaiada. Na figura referida, percebe-se uma redução significativa do comprimento do ressalto hidráulico desenvolvido a jusante das configurações de vertedouro em degraus com aeração forçada em relação ao desenvolvido a jusante de vertedouro em degraus com aeração natural. Diferentemente das pressões médias, não se pode notar uma diferença significante nos comprimentos de ressalto hidráulico entre as configurações com aeração forçada, bem como entre as vazões ensaiadas. A diferença no comprimento do ressalto hidráulico formado entre as condições com aeração forçada e com aeração natural foi de aproximadamente 0,5 m.



Figura 9. – Comprimentos de ressalto hidráulico para todas as configurações e vazões ensaiadas comparados com os obtidos por Novakoski et. al (2017).

As alturas conjugadas rápida e lenta do ressalto hidráulico formado para cada configuração e vazão ensaiadas estão apresentadas graficamente nas figuras 10 e 11. Observa-se que a altura conjugada rápida (y_r) é maior para as condições com aeração forçada, o que era esperado já que a energia do escoamento no impacto do jato na bacia de dissipação é menor devido à antecipação da incorporação de ar ao escoamento. A altura rápida nas condições de aeração forçada sofreu uma ampliação de aproximadamente 1,5cm, independentemente da configuração e da vazão ensaiada. A altura lenta do ressalto hidráulico é maior para as condições de aeração forçada em relação à condição de aeração natural, essa diferença ficou entre 5 e 6 cm. Assim como para altura conjugada rápida, não é possível identificar diferenças significativas entre as configurações de aeração forçada.

Analisou-se, também, o número de Froude na entrada do ressalto hidrálico, para as situações com aeração forçada e com aeração natural. A tabela 2 apresenta o número de Froude calculado para ambas as situações. Percebe-se que as condições com aeração forçada apresentam número de Froude menores em relação à aeração natural, sendo que a condição que apresentou números de Froude menores foi de chaminé com defletor, com exceção para a vazão de 100 l/s, na qual a condição de pilar e defletor apresentou o menor número de Froude.



Figura 10. – Altura conjugada rápida para todas as configurações e vazões ensaiadas comparados com os obtidos por Novakoski et. al (2017).



Figura 11. – Altura conjugada lenta para todas as configurações e vazões ensaiadas comparados com os obtidos por Novakoski et. al (2017).

Tabela 2. – Números de Froude na entrada do ressalto hidráulico para as condições de aeração natural e forçada.

Q [l/s]	Sem elementos	Pilar+defletor	Chaminé	Chaminé + defletor
40	7,43	4,56	4,64	3,92
60	6,98	4,81	4,81	4,55
80	6,91	4,63	4,60	4,47
100	6,33	4,51	4,58	4,61
110	5,97	4,89	4,50	4,48

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Foi possível concluir que a dissipação de energia durante a passagem do escoamento pelo vertedouro é maior nas situações em que a calha possui elementos que possibilitam a aeração forçada. Essa conclusão foi possível após analisar os seguintes fatos:

- As pressões atuantes no ponto de impacto do escoamento na bacia de dissipação nas condições de vertedouro em degraus com aeração forçada foram inferiores aos mesmos valores a jusante de uma calha em degraus com aeração natural, o que indica que o escoamento tem menor energia e velocidade no momento de encontro com a bacia de dissipação;
- O comprimento do ressalto hidráulico formado na bacia de dissipação, calculado empiricamente, foi menor nas estruturas a jusante de calha em degraus com aeração forçada o que indica que a energia residual a ser dissipada pelo ressalto hidráulico era menor. Como esperado, nessa situação, a altura conjugada rápida foi maior e a altura conjugada lenta foi menor, o número de Froude na entrada do ressalto hidráulico também foi menor.

A configuração com pilares e defletor forneceu reduções significativas referentes às pressões médias e comprimento do ressalto, em relação a um vertedouro em degraus com aeração natural. Porém, deve-se observar que o canal tem largura de 40 cm, o que indica que a distância entre os pilares é inferior do que seria utilizado em protótipo. Considerando-se que, devido à largura reduzida do canal, a influência dos pilares possa ser superestimada, recomenda-se o estudo dessa configuração (pilares e defletor) em um modelo com maior largura de canal.

Além disso, sugere-se a caracterização das pressões médias e instantâneas ao longo da calha para essas mesmas configurações apresentadas bem como para outras configurações que possibilitem a aeração forçada no escoamento ao longo de um vertedouro em degraus. Também sugere-se que sejam analisadas as pressões médias ao longo de toda a bacia de dissipação de forma a melhor caracterizar o fenômeno do ressalto hidráulico a jusante de vertedouros em degraus com aeração forçada.

AGRADECIMENTOS

Agradecimentos ao Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, à equipe do Laboratório de Obras Hidráulicas e à Furnas Centrais Elétricas pelo financiamento à pesquisa.

Referencias Bibliográficas

Amador, A. (2005). "Comportamento Hidráulico de los Aliaderos escalonados em presas de hormigón compactado". Tese de Doutorado, Universitat Politècnica de Cataluya. Barcelona.

Gomes, A.J.F. (2006). "Campo de Pressões: Condições de Incipiência à Cavitação em Vertedouros em Degraus com Declividade 1V:0,75H". Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

Matos, J.S.G. (2000). "Discussion of Hydraulics of skimming flow on modeled stepped spillways". Journal of Hydraulic Engineering.

Novakoski, C.K.; Conterato, E.; Marques, M.G.; Teixeira, E.D.; Lima, G.A.; Mees, A. (2017). "Macro-turbulent characteristics of pressures in hydraulic jum formed downstream of a stepped spillway". Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Vol.22, Fevereiro 2017.

Pfister, M.D.; Lucas, J.; Hager, W.H. (2011). "Chute Aerators: Preaerated Approach Flow". Journal of Hydraulic Engineering.

Terrier, S. (2016). "Hydraulic performance of stepped spillway aerators and related downstream flow features". Tese de Doutorado, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne. Lausanne.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

ANÁLISE E NOVA FUNÇÃO PARA O MODELO NWS BREACH – BARRAGENS ZONADAS

Felipe P. Diniz¹ e André L. T. Fabiani²

 Universidade Federal do Paraná – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental, Brasil, fp.diniz92@gmail.com
 Universidade Federal do Paraná – Departamento de Hidráulica e Saneamento, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental, Brasil, andre.dhs@ufpr.br

RESUMEN:

O modelo BREACH é apropriado para simular rupturas por galgamento ou piping em barragens de terra e enrocamento, sejam estas homogêneas ou com núcleo. Por ser de código aberto, nele foi implementado uma rotina que permite simular uma camada ou zona adjacente ao paramento de montante da barragem, a exemplo de uma ensecadeira incorporada ou de uma própria ensecadeira. Análises foram realizadas com o caso de rompimento da barragem de Teton, USA, simulando esta barragem como homogênea e havendo uma zona introduzida. Os parâmetros D_{90}/D_{30} , porosidade e altura da zona foram variados para avaliar a sensibilidade do modelo. Nas simulações obteve-se o abatimento do hidrograma efluente da brecha, em alguns casos na ordem de 20%

ABSTRACT:

The BREACH model is suitable for modeling overtopping and piping failures in embankment dams, whether if homogeneous or composite. Since it is open source, it was implemented a subroutine which allows for modeling a layer or zone attached to the dam's upstream slope, e.g. an incorporated cofferdam or even a cofferdam itself. The analyses were done for the failure of Teton dam, USA, modeling it as a homogeneous dam with a zone introduced to it. The parameters D90/D30, porosity and zone height were varied to assess the sensibility of the model. In the simulations the outflow hydrograph was smoothed, in some cases in the order of 20% for the peak outflow.

PALABRAS CLAVES: Barragem zonada; Barragem de terra e enrocamento; Ruptura de barragem

INTRODUÇÃO

As barragens são obras de grande importância por diversos motivos como suprimento de água, irrigação, recreação, geração de energia e regularização de vazões. Apesar desses benefícios, essas obras apresentam riscos associados tanto à propriedade quanto à vida, com exemplos como o rompimento da barragem de Teton, USA, em 1976 (Luo et al., 2012).

Assim sendo, agências fiscalizadoras e responsáveis técnicos desenvolvem procedimentos para avaliar esses riscos potenciais, os possíveis meios de ruptura e a integridade das barragens, que jamais se apresentam sem falhas sendo necessário, portanto, sistemas de alerta para evacuação de pessoas das áreas de risco (Wahl, 2010). Por esses motivos, a estimativa do hidrograma de depleção do reservatório e sua propagação à jusante são avaliados em estudos de rompimento de barragens para determinação de áreas impactadas (Wahl, 1997).

Com relação apenas à modelagem de barragens de terra e enrocamento, diversos modelos foram desenvolvidos ao longo dos anos, cada um com suas particularidades – como apresentado em diversos trabalhos, compilados por Kahawita (2007). A razão por ainda haver vários modelos sendo criados é a complexidade presente na modelagem desses eventos, que exigem a combinação de conceitos de hidráulica, transporte de sedimentos e geomecânica, essencialmente. Simplificações são, em troca, realizadas como a consideração da formação de uma brecha trapezoidal ou triangular, modelagem de apenas erosão superficial, simulação de piping ou galgamento e aplicabilidade para apenas barragens homogêneas (Morris, 2011).

A consideração de homogeneidade em uma barragem de terra e enrocamento não se verifica na prática e poucos modelos avançaram nesse quesito (Morris, 2011). Ensecadeiras – estruturas destinadas para desviar o curso de rios e permitir a construção da barragem em local seco – costumam ser incorporadas posteriormente por questão de economia de materiais de construção (Costa, 2012). De acordo com Comitê Brasileiro de Barragens (2009), escolhe-se comumente no Brasil uma granulometria mais grossa para essas obras de desvio do que a das próprias barragens.

Este artigo tem como objetivo apresentar um avanço no quesito de modelagem de ruptura em barragens considerando a sua heterogeneidade de materiais. Para tanto, o modelo BREACH desenvolvido por Danny Fread no National Weather Service (NWS), USA, foi utilizado como base por ser de uso público e de código fonte aberto, permitindo alterações pelo usuário (Fread, 1991). Implementou-se uma rotina que permite simular barragens zonadas, a exemplo de uma ensecadeira incorporada, ponderando-se as propriedades dos materiais envolvidos para os cálculos de erosão e vazão da brecha a ser formada. Os parâmetros chave da camada ou zona introduzida que afetam a simulação são o D_{50} , D_{90}/D_{30} e a porosidade, e uma análise de sensibilidade revelou o grau de influência dos mesmos no abatimento do hidrograma de ruptura. O caso utilizado para as simulações foi o rompimento da barragem de Teton nos USA, mesmo caso empregado para validação do modelo original. A barragem real de Teton não possuía este zoneamento, mas será utilizado como padrão por ser um exemplo conhecido.

Primeiramente, será apresentado uma visão geral do modelo BREACH seguido da descrição da nova rotina. Então, as análises de sensibilidade serão mostradas e discutidas, das quais conclusões serão formadas.

MODELO NWS BREACH

A seguir é apresentado o modelo de estudo com base no seu manual e código fonte fornecido por Fread (1991). O modelo BREACH foi desenvolvido em 1988 por Danny Fread no National Weather Service, USA, e é aplicável para barragens de terra e enrocamento, naturais ou construídas, submetidas tanto ao galgamento quanto ao piping como formas de ruptura, considerando ainda a transição entre eles. Para a simulação, poucos parâmetros com relação a brecha são pré-determinados permitindo uma predição da ruptura. O resultado final da simulação é o hidrograma de saída da brecha.

Resumidamente, os dados de entrada do modelo são a geometria da barragem, informações relativas ao vertedouro se existir, reservatório, nível de água a jusante, modo de ruptura, elevação inicial do piping se for o caso e propriedades dos materiais que compõe a barragem. Quanto ao corpo da barragem, o BREACH simula barragens homogêneas e barragens com núcleo, esta representada pela Figura 1, sem consideração do material de transição e filtro.



Fundação impermeável

Figura 1.- Seção típica de barragem de enrocamento com núcleo

Ao analisar barragens com núcleo, o modelo as considera para os cálculos da seguinte forma. Se o modo de ruptura for galgamento, com base na geometria do núcleo, da barragem e a evolução da ruptura, dois fatores são calculados a cada passo de tempo para realizar uma média ponderada entre todos as propriedades dos materiais. Se for piping, esses fatores são calculados uma única vez no início da simulação com base no comprimento da projeção horizontal total do canal de piping inicial e no respectivo comprimento relativo apenas à parcela composta pelo núcleo.

O formato da brecha é assumido como retangular no galgamento, podendo evoluir para trapezoidal no qual três colapsos dos taludes podem ocorrer assim que a altura do escoamento no canal atinge uma determinada altura crítica, esta determinada com base na coesão e ângulo de atrito do material da barragem e a inclinação do talude da brecha. O desenvolvimento da brecha ocorre ao longo da crista da barragem e paralelamente ao talude de jusante, seguindo ao longo do talude de montante assim que a crista for totalmente erodida.

Quando piping for simulado, a seção da brecha é assumida como quadrática e se desenvolve sempre uniformemente. A transição para o galgamento ocorre assim que a elevação de água no reservatório atinge a elevação equivalente à do topo do piping acrescido de metade de sua altura. A evolução da brecha é retomada assim que o material colapsado é removido, sendo que parte dele compõe o novo canal da brecha no galgamento.

A taxa de erosão é calculada por meio da equação modificada de Meyer-Peter-Müller. Smart (1984) validou a equação para declividades de até 20% e Fread considerou ainda na determinação do parâmetro de Shields a coesão do material. A equação de transporte de sedimentos resultante é representa pela Equação 1 abaixo. Equação 2 mostra como é obtido o parâmetro de Shields para materiais não coesivos, enquanto que a Equação 3 serve para materiais coesivos.

$$Qs = \frac{-3.64 \left(\frac{D_{90}}{D_{30}}\right)^{0.2} R_h^{2/3} S^{1,1} \left(R_h S - \Omega\right)}{n}$$
[1]

Onde:

 Q_s é a taxa de transporte de sedimentos [ft³/s];

 D_{90}/D_{30} é a relação do diâmetro do grão para o qual 90% e 30% da amostra é mais fino [-];

R é o raio hidráulico [ft];

P é p perímetro molhado [ft];

S é a declividade do canal da brecha [-];

n é o coeficiente de Manning;

 Ω é o parâmetro de Shields para materiais coesivos ou não coesivos [-], calculados pelas Equações 2 e 3:

$$\Omega = 0,0054 \, D_{50} \, \tau_c \tag{2}$$

Onde:

 Ω é o parâmetro de Shields para materiais não coesivos [-]; D₅₀ é o diâmetro do grão para o qual 50% da amostra é mais fino [mm]; τ_c é o parâmetro de Shields [-].

$$\Omega = \frac{a}{62,4} (IP)^b$$
[3]

Onde:

 Ω é o parâmetro de Shields para materiais coesivos [-]; IP é o índice de plasticidade do material [%]; a é um coeficiente empírico variando de 0,003 a 0,0019; b é um coeficiente empírico variando de 0,58 a 0,84.

O modelo avalia também a força hidrostática atuante no paramento de montante da barragem. Caso ela seja superior às forças resistentes ao cisalhamento e coesivas do material da barragem, ocorre colapso da estrutura. Demais capacidades do BREACH são a consideração do efeito de submersão causado pela presença de água à jusante e determinação da variação do reservatório por balanço de massa.

BARRAGEM ZONADA

Ensecadeiras são estruturas que viabilizam a construção de barragens em local seco por meio do desvio parcial ou total do rio. O barramento total é comumente utilizado quando o rio apresentaria mudanças bruscas dos níveis de água devido à redução de sua seção transversal, sendo necessário então a mudança do curso rio por canais de desvio e construção de ensecadeiras à montante e jusante do local em que se construirá a barragem (MAGELA, 2015).

Segundo Costa (2012), para construir as ensecadeiras lança-se material não compactado durante períodos de vazões baixas. Em seguida, lança-se um material de transição à montante e, posteriormente, um material mais impermeável. Esse procedimento é então repetido à jusante da primeira camada lançada, compactando-se o material assim que se encontrar acima do nível de água, como observável pela Figura 2. Estas estruturas podem ser demolidas com o término da obra ou, pelo menos, a ensecadeira de montante ser prevista e incorporada à estrutura principal da barragem, como exemplificado pela Figura 3.



Figura 2.- Seção típica de ensecadeira. Adaptado de Costa (2012).

Com a nova rotina do modelo BREACH, estruturas tais como as representadas pelas Figuras 2 e 3 podem ser avaliadas. Para tanto, as informações necessárias são a declividade do paramento de jusante, largura da crista, sua elevação e propriedades do material, como o D_{50} , D_{90}/D_{30} , coesão,

ângulo de atrito, porosidade e massa unitário. Unidades desses parâmetros são todos no Sistema Imperial de Unidades com exceção do D₅₀ em milímetros.

Quando em galgamento, a rotina verifica a cada passo de tempo a declividade do canal da brecha em relação à camada ou zona introduzida na barragem. Assim que a brecha atinge a camada, a rotina calcula a razão entre sua área e a área de toda barragem remanescente. Juntamente, é calculado a razão entre o comprimento do canal da brecha ao longo da camada em relação ao comprimento ao longo do restante do corpo da barragem. Esses dois fatores são multiplicados um pelo outro e representam a influência da camada introduzida, enquanto que a influência do restante da barragem é complemento para a unidade (a soma das influências resulta em 100% - uma unidade). Conhecendo-se essas influências, todas as propriedades dos materiais, tanto da camada quanto da barragem, são ponderadas para dar início aos cálculos de vazão efluente da brecha e sua erosão. Se a elevação do canal da brecha no paramento de montante for menor do que a elevação da zona introduzida ou a área do corpo da barragem for menor do que a da zona, considera-se a influência da barragem como nula.



Figura 3.- Seção da usina Corumbá I, Brasil, com destaque à ensecadeira incorporada. Adaptado de CBDB (2009).

Quando em piping, a abordagem é similar ao que é feito pelo próprio modelo BREACH original quando simula uma barragem com núcleo. Uma única vez o programa calcula a razão entre a extensão horizontal da base da zona introduzida pela extensão de toda a barragem, isto representando a influência da camada introduzida. Já a influência do restante da barragem seria novamente o complemento para a unidade. Além disso, considerando que piping atua em todas as direções e a zona introduzida atua em uma parcela da base do piping, o fator de influência da zona é multiplicado por 1/8 e o do restante da barragem por 7/8. Quando ocorre a transição do piping para galgamento, a ponderação entre os materiais é realizada como descrito no parágrafo anterior.

ANÁLISE

A nova rotina foi testada com o caso da barragem de Teton, USA, utilizada para validação do modelo BREACH original e que rompeu por piping em 1976 devido a uma falha na ombreira direita que não foi selada propriamente (CHADWICK et al., 1976). A barragem de Teton era uma barragem com núcleo, mas como a nova função do BREACH não é capaz de simular ainda uma barragem com núcleo e uma zona introduzida, modelou-se a barragem inteiramente com o material externo e uma zona introduzida e a comparou com o caso de Teton com o núcleo. Os inputs e outputs do programa para a simulação original da barragem de Teton podem ser observados na Tabela 1 e o hidrograma resultante do rompimento pode ser visto na Figura 4.

A análise correu da seguinte forma. Modelou-se a barragem de Teton como uma barragem homogênea usando o material externo que consta da Tabela 1 e introduziu-se uma zona com D_{50} de 25 mm. A altura da camada (H) foi fixada em 20%, 30%, 50% e 60% da altura da barragem, sendo que para as duas primeiras mais baixas a zona só começava a ser erodida após a transição do piping

para galgamento, enquanto que para a altura mais elevada a camada já era afetada pelo piping desde o início.

A porosidade da camada (POR) foi fixada em 30%, 35% e 40%, sendo o valor médio de 35% correspondente à configuração original da barragem de Teton, como consta na Tabela 1.

Tabela 1 inputs e outputs da sinitiação original da barragem de Teton.							
INPUT							
Elevação do NA [m]	79,86	Elevação leito da barragem [m]	0				
Elevação topo da barragem [m]	79,86	Largura da crista [m]	10,67				
Elevação do piping [m]	46,77	1:ZU	2,5				
		1:ZD	2				
MA	TERIAL	EXTERNO					
D ₅₀ [mm]	1	Ângulo de fricção	40				
Massa específica [kg/m ³]	1.601,52	D_{90}/D_{30}	8				
Coesão [kg/m ²]	1.220,36	Porosidade [%]	35				
	NÚCI	LEO					
D ₅₀ [mm]	0,03	Ângulo de fricção	35				
Massa específica [kg/m ³]	1.601,52	D_{90}/D_{30}	8				
Coesão [kg/m ²]	1.220,36	Porosidade [%]	35				
1:Z [média]	1,8						
OUTPUT							
Tempo de simulação [h]	4,02	Profundidade da brecha [m]	79,86				
Vazão máxima [m ³ /s]	60.944,9	Elevação fundo da brecha [m]	0				
Tempo para pico [h]	2,21	Elevação do NA [m]	26,01				

Tabela 1.- Inputs e outputs da simulação original da barragem de Teton





Por fim, parâmetro D_{90}/D_{30} (que representa a uniformidade do material granular utilizado) fixou-se em 1, 4, 8 e 40, sendo o valor de 8 a configuração original da barragem. As variações da vazão de pico (Q_p), tempo para pico (T_p), tempo de simulação (T_f) e profundidade da brecha decorrentes dos diversos parâmetros adotados para a zona introduzida podem ser observados nas Tabelas 2 a 4.

Para melhor visualização da influência das diferentes camadas modeladas no rompimento, três diferentes hidrogramas foram plotados. A Figura 5 mostra os hidrogramas para uma camada com 50% da altura da barragem e variando-se o D_{90}/D_{30} . A Figura 6 apresenta a influência da altura da camada com um D_{90}/D_{30} igual a 8. A Figura 7 revela a influência da porosidade das camadas para um D_{90}/D_{30} igual a 8 e altura equivalente a 50% da barragem. As descontinuidades presentes

nos hidrogramas representam o instante em que ocorreu a transição do piping para galgamento.

		H =	20%		H = 30%				
D_{90}/D_{30}	Qp	Тр	Tf	Brecha	Qp	Тр	Tf	Brecha	
1	-13,67%	-11,29%	5,54%	0,00%	-14,37%	-10,77%	5,78%	0,00%	
4	-10,43%	-12,19%	4,64%	0,00%	-10,55%	-12,10%	4,69%	0,00%	
8	-8,88%	-12,35%	4,24%	0,00%	-8,75%	-12,54%	4,29%	0,00%	
40	-5,47%	-13,19%	0,84%	0,00%	-4,89%	-13,48%	0,56%	0,00%	
		H =	50%		H = 60%				
D_{90}/D_{30}	Qp	Tn	Τf	Brooka	On	Τ	Тf	Ducaha	
	-1	- P	11	DIECHA	QP	Ip	11	Бгеспа	
1	-16,62%	6,89%	21,43%	0,00%	Qp -17,33%	1p 22,49%	29,73%	0,00%	
1 4	-16,62% -12,05%	6,89% 3,67%	21,43% 13,23%	0,00%	-17,33% -12,57%	1p 22,49% 17,85%	29,73% 21,17%	0,00%	
1 4 8	-16,62% -12,05% -9,65%	6,89% 3,67% 1,14%	21,43% 13,23% 11,81%	0,00% 0,00% 0,00%	Qp -17,33% -12,57% -10,11%	1p 22,49% 17,85% 14,07%	29,73% 21,17% 18,98%	O,00% 0,00% 0,00%	

Tabela 2.- Variações percentuais para uma zona de $D_{50}=25$ mm e porosidade de 40%.

Tabela 3.- Variações percentuais para uma zona de $D_{50}=25$ mm e porosidade de 35%.

D /D		H =	20%		H = 30%				
D_{90}/D_{30}	Qp	Тр	Tf	Brecha	Qp	Тр	Tf	Brecha	
1	-14,68%	-11,24%	5,74%	0,00%	-15,60%	-10,45%	6,24%	0,00%	
4	-11,41%	-11,85%	4,95%	0,00%	-11,68%	-11,66%	5,00%	0,00%	
8	-9,82%	-12,29%	4,41%	0,00%	-9,83%	-12,24%	4,44%	0,00%	
40	-6,32%	-12,86%	1,95%	0,00%	-5,84%	-13,25%	1,73%	0,00%	
ח /ח		H =	50%		H = 60%				
D_{90}/D_{30}	Qp	Тр	Tf	Brecha	Qp	Тр	Tf	Brecha	
1	-17,98%	7,70%	21,82%	0,00%	-18,80%	23,75%	30,65%	0,00%	
4	-13,27%	4,55%	13,76%	0,00%	-13,83%	19,06%	21,74%	0,00%	
8	-10,81%	2,05%	12,18%	0,00%	-11,32%	15,16%	19,41%	0,00%	
40	-4 42%	-8 91%	4 27%	0.00%	-4 32%	-0.89%	8 40%	0.00%	

Tabela 4.- Variações percentuais para uma zona de $D_{50}=25$ mm e porosidade de 30%.

D /D		H =	20%		H = 30%				
D_{90}/D_{30}	Qp	Тр	Tf	Brecha	Qp	Тр	Tf	Brecha	
1	-15,59%	-11,19%	165,47%	-0,03%	-16,71%	-10,33%	165,88%	-0,04%	
4	-12,26%	-11,59%	5,10%	0,00%	-12,70%	-11,24%	5,29%	0,00%	
8	-10,66%	-12,02%	4,82%	0,00%	-10,81%	-11,92%	4,88%	0,00%	
40	-7,08%	-12,79%	1,58%	0,00%	-6,71%	-13,04%	1,47%	0,00%	
					H = 60%				
D /D		H =	50%			H =	60%		
D ₉₀ /D ₃₀	Qp	H = Tp	50% Tf	Brecha	Qp	H = Tp	60% Tf	Brecha	
D ₉₀ / D ₃₀	Qp -19,35%	H = Tp 8,71%	50% Tf 156,82%	Brecha -0,06%	Qp -20,12%	H = Tp 24,57%	60% Tf 165,74%	Brecha -0,06%	
D ₉₀ / D ₃₀ 1 4	Qp -19,35% -14,52%	H = Tp 8,71% 5,49%	50% Tf 156,82% 14,50%	Brecha -0,06% 0,00%	Qp -20,12% -15,05%	H = Tp 24,57% 20,08%	60% Tf 165,74% 22,31%	Brecha -0,06% 0,00%	
D ₉₀ / D ₃₀ 1 4 8	Qp -19,35% -14,52% -12,02%	H = Tp 8,71% 5,49% 2,79%	50% Tf 156,82% 14,50% 12,74%	Brecha -0,06% 0,00% 0,00%	Qp -20,12% -15,05% -12,48%	H = Tp 24,57% 20,08% 15,88%	60% Tf 165,74% 22,31% 19,94%	Brecha -0,06% 0,00% 0,00%	



Figura 5.- Comparação de hidrogramas variando o parâmetro D_{90}/D_{30} , para camadas de $D_{50}=25$ mm, H=50% e porosidade de 35%.



Figura 6.- Comparação de hidrogramas variando a altura da ensecadeira, para camadas de $D_{50}=25$ mm, $D_{90}/D_{30}=8$ e porosidade de 35%.



Figura 7.- Comparação de hidrogramas variando a porosidade do material da ensecadeira, para camadas de $D_{50}=25$ mm, $D_{90}/D_{30}=8$ e H=50%.

CONCLUSÕES

A nova rotina do BREACH apresentou comportamento esperado em todas as simulações. À medida que se diminuía o D_{90}/D_{30} do material da camada, tornando-o então mais uniforme e resistente à erosão, o abatimento do hidrograma e o tempo para atingir o pico aumentavam conforme mostra a Figura 5. Para o caso ideal de um D_{90}/D_{30} igual a 1 (material completamente) e uma camada com 50% da altura da barragem, a vazão máxima era reduzida em 18%.

Variando-se a altura da camada, o abatimento do pico se mostrou praticamente o mesmo em todas as simulações com um valor médio de 10,45% conforme visto na Figura 6. O maior impacto se mostrou no tempo para atingir o pico, sendo que para os casos em que a camada era erodida apenas no galgamento, a vazão de pico acontecia mais rapidamente sendo este comportamento não esperado, ainda que plausível. Para os casos em que o piping já afetava a camada modelada, o pico ocorria mais tarde por haver uma maior camada de material mais pesado e resistente à erosão.

A porosidade mostrou comportamento esperado, ainda que de pouca relevância nas simulações. Para camadas cada vez menos porosas, o abatimento do hidrograma é cada vez maior.

Podemos ainda realizar duas observações adicionais: em primeiro lugar é que para a condição mais favorável possível, com uma porosidade de 30% e D_{90}/D_{30} igual a 1, o tempo de simulação dobrou. Esta taxa de variação divergiu em muito das demais observadas. O segundo ponto é que apesar dos abatimentos obtidos nas simulações, a barragem rompeu-se ainda por completo com uma zona introduzida de D_{50} de 25 mm.

REFERÊNCIAS

Chadwick, W. L. et al. (1976). *Report to U.S. Department of the Interior and State of Idaho on Failure of Teton Dam*, United States Department of Interior, Idaho, USA.

Comitê Brasileiro de Barragens - CBDB (2009). *Desvio de grandes rios brasileiros*, BCOLD Publications Committee, Brazil.

Costa, W. D. (2012). Geologia de barragens, Oficina de textos, São Paulo, Brasil.

Fread, D. L. BREACH: An erosion model for earthen dam failures, National Weather Service, USA (1991).

Kahawita, R. (2007). "Dam breach modeling – A literature review of numerical models", CEATI Report nº T032700-0207C, Dam Safety Interest Group (DSIG), Quebec, Canada.

Luo, Y. et al. (2012). "Review of dam-break research of earth-rock dam combining with dam safety management". Procedia Engineering, v. 28, n. 2011, p. 382–388.

Magela, G. P. (2015). Projeto de usinas hidrelétricas – passo a passo. Oficina de Textos, São Paulo, Brasil.

Morris, M. W. (2011). *Breaching of earth embankments and dams*, PhD thesis, The Open University, United Kingdom.

Smart, G. M. (1984). "Sediment Transport Formula for Steep Channels", Journal of Hydraulic Engineering, v. 110, n. 3, p. 267–276.

Wahl, T. L. (1997). "Predicting Embankment Dam Breach Parameters - A Needs Assessment", XXVIIth IAHR Congress, San Francisco, California.

Wahl, T. L. (2010). "Dam Breach Modeling – an Overview of Analysis Methods", Joint Federal Interagency Conference on Sedimentation and Hydrologic Modeling.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBREDE 2018

APROVECHAMIENTO HIDROELÉCTRICO LA PALCA SAN JUAN

Orellano, J¹; Calvo, L M²; Alonso, E³; Vega, C¹; Muñoz, R¹

Ambiental³, FUUNSAJ¹, Hidroestructura², Argentina orellano@unsj.edu.ar; lcalvo@hidroestructuras.com.ar; elena.alonso@eysa.com.ar; cvega@unsj.edu.ar

RESUMEN:

En San Juan los criterios seguidos para la construcción de los Aprovechamientos Hidroeléctricos han sido de buscar financiación externa con ayuda del Estado Nacional y a medida que se concretaban y comenzaban a generar se utilizaban los ingresos para ayudar a financiar los nuevos emprendimientos y pagar el mantenimiento y operación de las Centrales Hidroeléctricas. El modelo ha resultado altamente exitoso y la Provincia cuenta con el Río San Juan en su mayor parte sistematizado por los Embalses de Quebrada de Ullum, Punta Negra y Caracoles y en plena etapa de construcción el de Tambolar.El Sistema Energético de la Provincia se está actualizando rápidamente desde la creación del Ente Provincial Regulador de la Electricidad con la interconexión en 500KV entre Mendoza y San Juan y el posterior cierre con la Línea por Rodeo hacia La Rioja son imprescindibles para completar una malla adicional del SADI.Que permitirán eliminar la grave condición de cola y atender a los proyectos de minería metalífera nuevos. Parte de las líneas de transmisión han sido solventadas por los grandes emprendimientos minero interesados en contar con servicios energéticos que le permitan remplazar a la generación con combustibles líquidos. La tendencia de crecimiento se acentúo a partir de 2006, cuando el oro se incorpora al comercio exterior San Juan. Se espera que la construcción de este proyecto sea un aliciente para el desarrollo del norte sanjuanino y ayude al desarrollo de La Rioja y Catamarca.

ABSTRACT:

In San Juan, the criteria followed for the construction of hydroelectric projects has been to find external financing with the help of the National State, and as they were made concrete and began to generate, revenues were used to help financing the new ventures and pay for the maintenance and the operating costs of the Hydroelectric Power Plants. The model has been highly successful and the Province is now exploiting the most important part of the San Juan River with the dams of Quebrada de Ullum, Punta Negra and Caracoles and the construction of the dam of Tambolar. The Energy System of the Province is being updated rapidly since the creation of the Provincial Regulator of Electricity with the interconnection in 500KV between Mendoza and San Juan and the future Line from Rodeo to La Rioja. These two projects are essential to complete an additional mesh of the SADI. That will eliminate the line end problems and attend to new metal mining projects. Part of the transmission lines have been financed by the important mining initiatives interested in having energy services that allow them to stop the production of electricity with liquid fuels. The growth trend is accentuated since 2006, when gold became part of the foreign exchanges of San Juan. It is expected that the construction of this project will be an incentive for the development of the north of San Juan and a help in the development of La Rioja and Catamarca.

PALABRAS CLAVES: Generación, Hidroeléctrica, Turbina

INTRODUCCIÓN

En San Juan los criterios seguidos para la construcción de los Aprovechamientos Hidroeléctricos han sido de buscar financiación externa con ayuda del Estado Nacional y a medida que se concretaban y comenzaban a generar se utilizaban los ingresos para ayudar a financiar los nuevos emprendimientos, y pagar el mantenimiento y operación de las Centrales Hidroeléctricas. El modelo ha resultado altamente exitoso y la Provincia cuenta con el Río San Juan en su mayor parte sistematizado por los Embalses de Quebrada de Ullum, Punta Negra y Caracoles y en plena etapa de construcción el de Tambolar.El Sistema Energético de la Provincia se está actualizando rápidamente desde la creación del Ente Provincial Regulador de la Electricidad con la interconexión en 500KV entre Mendoza y San Juan y el posterior cierre hasta La Rioja. Parte de las líneas de transmisión han sido solventadas por los grandes emprendimientos minero interesados en contar con servicios energéticos que le permitan remplazar a la generación con combustibles líquidos. La nueva estación transformadora, junto con la Línea Mendoza - San Juan, son imprescindibles para completar una malla adicional en 500 kV en el SADI, ya que desde San Juan partirá la Línea hacia Rodeo, para proseguir luego con la línea Rodeo - La Rioja, interconexiones que permitirán eliminar la grave condición de cola de línea de estas dos últimas provincias, posibilitando el incremento de la confiabilidad del SADI en los sistemas Cuyo, NOA, NEA y Centro.

La primera idea proyecto fue plasmado por la Consultora Española INITEC en el año 2000 y sobre los principios de desarrollo, resulta más que satisfactorio comprobar que luego de transcurrir dieciséis años no solo se han mantenido las expectativas de crecimiento del sector minero señaladas por INITEC, sino que se han concretado importantísimos emprendimientos de la gran minería metalífera nuevos y su entrada en explotación permitió que se constituya en un impulso fundamental al desarrollo de los recursos mineros.. Esto ha permitido que se cambien las características económicas de la zona revirtiendo los magros resultados, la baja concentración demográfica, la fuerte dependencia del empleo público y la acentuada tendencia a la emigración En la actualidad en Iglesia está operativa y con marcado éxito la explotación la Mina Veladero que maneja la Multinacional BARRICK. El sector que se destaca actualmente en la economía de San Juan es, la "Industria Manufacturera" que incluye la extracción y procesamiento del oro y la plata, que aporta el 21,5% del valor total y demanda el 17% de los puestos de trabajo formales del sector privado. La tendencia de crecimiento se acentúo a partir de 2006, cuando el oro se incorpora al comercio exterior sanjuanino.

UBICACIÓN GEOGRÁFICA

El Aprovechamiento Hidroeléctrico del Río La Palca, objeto de este estudio, se localiza sobre el río homónimo en el Departamento Iglesia íntegramente en la Provincia de San Juan y ocupa el vértice norte del territorio provincial a unos 270 km de la capital de la Provincia. **Figura 1**. Aprovecha un aporte medio hidrológico de 210 hm³ y un salto superior a los 530 metros en un tramo de 35 km.

El clima es de tipo continental, saludable y seco con persistente diafanidad atmosférica, intensa radiación solar y gran amplitud térmica diaria y estacional. El Zonda es el viento característico de la Provincia. Cálido y seco, sopla en cualquier época del año, siendo más frecuente entre los meses de agosto y octubre.

El valle del río La Palca es angosto y profundo, con gargantas que en algunos casos superan los 1.000 m de desnivel. Se forma por la confluencia de los ríos Valle del Cura y de las Taguas que confluyen en el paraje denominado Junta de la Jarilla o de Taguas y drenan el sector noroccidental de la Provincia, espacio geográfico que se conoce como Valle del Cura.

En su recorrido de unos 55 km con dirección oeste – este y luego noroeste – sureste, el río atraviesa la Cordillera Frontal y las estribaciones occidentales de la Pre cordillera, separa dos grandes altiplanicies heredadas del escurrimiento mantiforme de los hielos del Pleistoceno, denominadas Llano de los Hoyos y Llano del Médano, hasta su confluencia con el río Blanco.

Desde la Junta de La Palca hasta el Arroyo Lavadero el ambiente geológico viene dominado por pizarras y leptometamorfitas de la formación Pircas Negras, del Devónico en parte alumbrífera.

Aguas arriba se sustituyen por granodioritas de la estructura batolítica de Colangüil. Estas rocas ígneas exhiben un fuerte diaclasado superficial. Se observan numerosos diques de porfiritas de coloraciones claras, y otros melanocráticos de naturaleza lamprofírica.

La vegetación en el fondo del valle es escasa y de pequeño porte, y está casi totalmente ausente en las laderas rocosas, que en ocasiones aparecen recubiertas del material granular que conforman los llanos superiores, y por coluviones en el fondo de los arroyos que desaguan al río.

La zona está totalmente despoblada; de hecho, el Departamento Iglesia con una superficie de 19.801 km², tiene 9.141 habitantes lo que lleva a una densidad de 0,46 hab./km².

Si bien despoblada la zona donde se ubica el Aprovechamiento Hidroeléctrico, es Minera de gran importancia, no solo para la Provincia sino para la propia Nación Argentina y además próxima eléctricamente al Sistema Argentino de Interconexión.Los Aprovechamientos Mineros abastecen sus requerimientos energéticos con generación con un combustible caro, no renovable y además de riesgo por el transporte.

El Proyecto reemplazaría la utilización de ese combustible garantizando un suministro confiable e incorporaría energía al SADI.



Figura 1.- Ubicación Geográfica del Proyecto La Palca.

DETALLES DEL PROYECTO

El Aprovechamiento sobre el Río de La Palca se inicia a través de una captación en azud con un muy pequeño embalse de regulación máxima de tres horas que posee compuertas que permiten aliviar los caudales de crecida y eliminar los sólidos que se depositen frente al azud. **Figura 2.**

La obra de toma, desrripiador y desarenador se ubican sobre la margen derecha del río con características que permite eliminar el mayor volumen de solidos traídos por el agua.

La conducción del caudal a turbinar se hace con un túnel de aproximadamente 35 Km excavado en la roca y con funcionamiento a superficie libre para obtener el máximo desnivel,. Al final de la conducción y coincidente con el encuentro entre los Ríos La Palca y Aº Lavadero y sobre la margen izquierda de este en roca conveniente se ubica la cámara de carga que alimenta, la tubería a forzada y la casa de máquinas y los canales de restitución al río.

Las máquinas de generación serán Pelton con el objeto de aprovechar los pequeños caudales con gran salto y lo producido podrá ser agregado al sistema nacional y utilizado por la minería.



Figura 2.- Traza del túnel de conducción a la central.

A.-EL ENTORNO GEOGRÁFICO EXIGE OBRAS SIMPLES Y ROBUSTAS

La ubicación geográfica caracterizada por alturas entre 3000 y 4000 msnm ofrece condiciones climáticas rigurosas con nieves desde mayo hasta octubre y fuertes vientos desde el Zonda hasta el sur. Los accesos a las distintas zonas de obras en la actualidad son precarios y requerirán una gran cantidad de esfuerzo y dinero para dejarlos en condiciones adecuadas de transitabilidad y cumpliendo con las exigencias de seguridad establecidas por las normas actuales. **Figura 3**.



Figura 3.- Desnivel entre la Traza del túnel y el río.

Exigen además la construcción en zona de obra de campamentos para albergar al personal, comedores, las oficinas técnicas los almacenes y depósitos y galpones para resguardar la maquinaria.

Se deberán estudiar con todo detalle la ubicación de canteras de áridos, los lugares de acopio y la ubicación de planta de producción de hormigón.

B.- LA UTILIZACIÓN DE LA ENERGÍA GENERADA.

Las expectativas de crecimiento de las conexiones del SIDA en la provincia y particularmente la línea San Juan Rodeo en próxima etapa de construcción señaladas por el Gobierno permiten asegurar que la energía de base producida por La Palca será totalmente aprovechada. Sin dudas que las interconexiones a las Minas de Iglesia permitirá que estos grandes consumidores sean los destinatarios de la energía generada.

C.- ANÁLISIS DE LA HIDROLOGÍA, TOPOGRAFÍA, MORFOLOGÍA Y GEOLOGÍA DEL VALLE Y LAS LADERAS.

Coincidimos en que la hidrología del Río La Palca es marcadamente nival y sus valores medios y de crecidas se estiman en aproximadamente el 70% de los aforados en el Río Jáchal con un caudal medio de aproximadamente $7m^3$ /s y registra un régimen sin grandes picos de crecida ya que los aguaceros caen fuera de su cuenca. La Palca nace en la confluencia de los Ríos Valle del Cura y Las Taguas en el paraje llamado Junta de la Jarilla, recorre aproximadamente 55Km en dirección NW-SE.

El río corre profundamente encajonado con pendiente media del 1,55%, con desniveles entre el lecho y sus márgenes de más de 1000m. La morfología, topografía y geología del valle y las márgenes hacen inviable la implantación de una gran presa de embalse, por lo que la definición de la obra de cabecera la consideramos terminada.

D.- ANÁLISIS DE LAS OBRAS

D.1.- AZUD DERIVADOR

Es muy importante que el pequeño embalse que conforme el azud actúe como primer gran decantador.

La obra está provista de seis compuertas de sector que son estructuras móviles que permitan evacuar regularmente los sólidos decantados y asegurar el pasaje de los caudales máximos de crecida calculados. **Figura 4.**



Figura 4.- Azud, Desripiador, Desarenadores, Ingreso a Túnel Aducción.

D.2.- DECANTADOR Y DESRRIPIADOR

Se diseñaron con todo detalle las obras que permitan eliminar la mayor cantidad de solidos traídos por el río antes del ingreso a la conducción. Se diseñó auto limpiante contiguo al vertedero de avenidas (en tanto y en cuanto el caudal del río sea superior al derivado y exista un caudal excedente para limpieza, Se destaca que un fuerte condicionante en el planteo de los diseños de las obras hidráulicas de derivación es la cantidad de sedimento que arrastra diariamente este río de alta montaña, con un valor medio diario para $Q = 8 \text{ m}^3/\text{seg}$, del orden de los 900 m³

Por lo tanto resulta absolutamente imprescindible retener al menos todas las gravas mediante su estructura.

D.3.-DESARENADOR

Los desarenadores tienen como fin el limitar el tamaño de partícula del agua a la salida de los mismos. La condición impuesta en los inyectores de la turbina Pelton es: D máximo de partícula admisible = 0,1 mm, Velocidad de salida aproximada en los inyectores = 90 m/seg. En consecuencia en tan alta velocidad partículas de mayor tamaño serían erosivas para dichos dispositivos. Para lograr tal objetivo se diseñaron Tres (3) Cámaras desarenadoras (para que dos estén en operación y la otra en limpieza)

D.4.- GALERÍA DE CONDUCCIÓN

Desde la cámara de ingreso a la conducción a superficie libre, hasta la cámara de carga de la tubería forzada a la Central Hidroeléctrica el caudal para que Túnel de alimentación.

La definición más importante del aprovechamiento ya que absorberá buena parte del presupuesto es la conducción de aproximadamente 35 Km desarrollada sobre margen derecha. La mejor solución fue la de tubería de 3,5m de diámetro y escurrimiento a superficie libre en toda su longitud.

D.5.- CÁMARA DE CARGA

En la cámara de carga de ingreso a la tubería forzada de diámetro 2,50 m, se ubican los siguientes dispositivos: Rejas, Compuerta Vagón Ancho: 3,50 m Altura: 3,50 m. En el extremo final se ubica

una compuerta de limpieza plana de deslizamiento sobre rodamientos. En el costado izquierdo (norte) se ubica un vertedero lateral de desborde Q diseño = 20 m^3 /seg. . Longitud conducción en túnel 70 m aproximadamente .Lateral al canal se ha diseñado un camino de ingreso y salida a la cámara de carga, que cumplirá dicho objetivo al finalizar las obras pero en la etapa constructiva será un túnel de acceso para construir la pequeña caverna la cámara de carga y el túnel de la galería.

D.6.- TUBERÍA FORZADA, BIFURCACIÓN Y VÁLVULAS ESFÉRICAS

La tubería forzada es diámetro 2,50 m y longitud aproximada 1000 m debiendo salvar un desnivel geométrico de 521 m

Con una bifurcación de diseño hidrodinámico se instalara un pantalón con el objeto de alimentar en forma independiente a cada máquina. La regulación de caudales se lograra con dos válvulas esféricas adecuadas para cada máquina.

D.7.-CENTRAL EN CAVERNA.

La central en caverna alojará 2 turbinas Pelton, sus correspondientes generadores eléctricos y los equipos auxiliares para operación de las máquinas. Un puente grúa servirá para movilizar los grandes pesos en etapa de montaje y mantenimiento. **Figura 5 y Figura 6.**



Figura 5.- Simulación de generación con dos turbinas Pelton de eje vertical. Corte.



Figura 6.- Simulación de generación con dos turbinas Pelton de eje vertical. P.

D.8.-RESTITUCIÓN AL RÍO.

El canal de restitución vuelca al río el caudal turbinado, un tramo es túnel y al final al aire, con un camino de servicio paralelo

CÓMPUTO Y PRESUPUESTO Y TIEMPO DE EJECUCIÓN.

El desarrollo de la obra ha sido estipulado en cuarenta (40) meses con un monto cercano a los doscientos cincuenta millones de dólares (U\$D 250.000.000)

POTENCIA Y GENERACIÓN DE LA CENTRAL

Potencia máxima: 40,5 MW, Energía Anual Total = 250,40 GW-hora, Costo Mw-hora = 250 U\$D, Venta anual Energía = 37.560.000 U\$D.

ANÁLISIS AMBIENTAL DEL DESVIO DEL RÍO

En resumen, la Alternativa 1 (desvío mediante un túnel excavado en la pared izquierda del río), es preferible dado que resulta: - más simple y robusta desde el punto de vista técnico, - menos costosa, en términos de costos de inversión y - menos impactante sobre el medio natural.

ANÁLISIS ECONÓMICO

Para determinar el comportamiento de la inversión para un amplio abanico de tipos de interés, se calcularan los ratios resultantes para tipos de interés del 5, 6, 8, 9, 10 y 12 %, manteniendo las restantes condiciones de la inversión en lo que se ha denominado hipótesis básica: **Tabla 1**.

Tipo de interés (%)	Inversión total \$	Relación B/C	TIR (%)
5%	4.576.546.101	2,49	14,21%
6%	4.643.650.498	2,05	13,99%
8%	4.779.715.027	1,34	13,57%
9%	4.848.680.231	1,05	13,36%
10%	4.918.270.752	0,79	13,16%
12%	5.059.337.721	0,40	12,76%

 Tabla 1.- Tasa interna de retorno del proyecto La Palca.

ANÁLISIS ELÉCTRICO

Las simulaciones demuestran que para el año de entrada de la CH La Palca el SIP presentará problemas de tensión y sobrecargas en condición de red. El evento más severo es la salida de servicio de la LEAT Gran Mendoza – Nueva San Juan, seguida por la salida de la LEAT Nueva San Juan – Rodeo Iglesia, y de la LAT Rodeo - Jáchal. Transformadores de la ET San Juan y ET Jáchal. El consultor sugiere la ampliación de estos vínculos.

Es importante señalar, que los problemas mencionados anteriormente se producen por el incremento de la demanda del SIP y no por la Incorporación de la CH La Palca. Por el contrario, la mencionada central permitirá mejorar los perfiles de tensión del SIP - en especial de las barras de la zona norte de San Juan; y reducir las sobrecargas que pueden producirse en las líneas que conectan San Juan.

CONCLUSIONES

De acuerdo a los resultados obtenidos en el resumen del proyecto consideramos altamente favorable desde el punto de vista técnico, económico y social a la construcción del Aprovechamiento Hidroeléctrico "La Palca" en el Departamento de Iglesia en la Provincia de San Juan Argentina.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

INITEC (2000). Estudio de Viabilidad del Aprovechamiento Hidroeléctrico del Río de La Palca. Gobierno de la Provincia de San Juan.

US Bureau of Reclamation (1965). Diseño de Presas Pequeñas.

Ven Te Chow (1952). Diseño de canales.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

OTIMIZAÇÃO MULTIOBJETIVO PARA ALOCAÇÃO ÓTIMA DE SENSORES DE QUALIDADE EM REDE DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA

Sandra Maria Cardoso¹, Daniel Bezerra Barros², Eva Carolline Martins Oliveira³, Bruno Melo Brentan⁴, Edevar Luvizotto Junior⁵, Lubienska Cristina Lucas Jaquiê Ribeiro⁶

^{1,2,3,6}Faculdade de Tecnologia, Universidade Estadual de Campinas, Limeira, Brasil
 ⁴ CRAN, Université de Lorraine, Vandoeuvre-les-Nancy, França
 ⁵ Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, Brasil
 ¹sandra.mcardoso18@gmail.com

RESUMO:

A segurança de sistemas de distribuição de água (SDA) contra a possível intrusão de contaminantes por causa acidental ou intencional pode ser realizada com alocação estratégica de sensores. Há diversas substâncias prejudiciais à saúde humana, dentre elas estão os pesticidas que possuem alta toxicidade e fácil acesso, suas características os tornam candidatos a serem usados em ataques ao SDA. Os sensores de qualidade permitem detectar alterações dos parâmetros de qualidade (pH, alcalinidade e cloro) causadas em caso de contaminação. Tendo em vista a importância da alocação ótima de sensores de qualidade de agua, esse trabalho apresenta um estudo com o auxilio do software de modelagem da qualidade da água EPANET-MSX para simular diversos cenários de contaminação do pesticida Paration (PA) em SDA, e incorporar os cenários de ataque ao método multiobjetivo de otimização. A incorporação de química detalhada do contaminante PA na metodologia contribuiu para geração de soluções mais confiável para alocação de sensores. O algoritmo genético multiobjetivo analisado, NSGA-II, possibilitou encontrar diversas soluções pertencentes à fronteira de Pareto, ao otimizar simultaneamente duas funções objetivo para alocação de sensores.

ABSTRACT:

The safety of water distribution systems (SDA) against the possible intrusion of contaminants by accidental or intentional causes can be achieved with the strategic location of sensors. There are several substances harmful to human health, among them are pesticides that have high toxicity and easy access, their characteristics make them candidates to be used in attacks on the SDA. The quality sensors allow to detect changes in the quality parameters (pH, calcination and chlorine) caused in case of contamination. Considering the importance of optimal allocation of water quality sensors, this work presents a study with the help of the EPANET-MSX water quality modeling software to simulate several scenarios of contamination of the pesticide Paration (PA) in SDA, and to incorporate the attack scenarios into the multiobjective optimization method. The incorporation of detailed chemistry of PA contaminant in the methodology contributed to more reliable solution generation for sensor localization. The analyzed multiobjective genetic algorithm, NSGA-II, made it possible to find several solutions belonging to the Pareto frontier, while simultaneously optimizing two objective functions for locating sensors.

PALAVRAS CHAVES: Sistemas de distribuição de água, alocação ótima de sensores de qualidade, otimização multiobjetivo.

INTRODUÇÃO

Os sistemas de distribuição de água (SDA) são estudados como possíveis alvos de contaminação acidental ou intencional por meio da injeção de contaminante (Eliades et al, 2015; Oliker et al, 2016). Isso se deve ao fato do sistema ser responsável por abastecer quase toda a população de uma cidade com a substância indispensável no dia á dia, a água. Logo, a grande extensão da SDA e o fácil acesso a pontos de intrusão, são fatores que o tornam vulnerável, facilitando casos de contaminação que trazem danos irreversíveis à sociedade (Eliades et al., 2014). A segurança dos SDA através da alocação de sensores proporciona um monitoramento mais eficiente em caso de um evento de contaminação, já que diminui o tempo de detecção, proporcionando um alerta mais rápido, além de diminuir a probabilidade do contaminante atingir a população abastecida (Palleti et al.,2016). Isso ocorre por meio da rede de sensores, que são responsáveis pela detecção da variação dos parâmetros de qualidade da água, como cloro, alcalinidade, pH e condutividade, e os transmitem a unidade de processamento, já que os parâmetros podem sofrer alterações ao serem expostos ao contaminante (Seth et al., 2016; Palleti et al., 2016; Eliades e Polycarpou, 2010; Hart e Murray, 2010).

Os estudos de alocação o ótima de sensores em SDA vêm crescendo ao longo das últimas duas décadas. Hart e Murray (2010) fizeram um levantamento com mais de 100 artigos publicados sobre o tema, onde são analisados diferentes abordagens de otimização. A otimização da alocação de sensores deve maximizar ou minimizar diferentes funções objetivo, que podem ser conflitantes entre si. O custo do dispositivo, torna o monitoramento completo do SDA economicamente inviável, sendo necessário minimizar os custos de implantação, além de maximizar o nível de proteção.

Nesse sentido, os métodos de otimização multiobjetivo tem especial atenção para alocação de sensores, já que esse tipo de abordagem permite a otimização simultânea de duas ou mais funções objetivo. A Batalha de Redes de Sensores de Água (BWSN) (Ostfeld et al., 2008) comparou 15 diferentes abordagens de otimização para a alocação ótima de sensores em SDA. Os objetivos propostos no estudo foram: (1) minimizar o tempo para a detecção, (2) minimizar a população afetada antes da detecção, (3) minimizar o consumo esperado de água contaminada antes da detecção e (4) maximizar a probabilidade de detecção.

Dentre as propostas de otimização multiobjetivo para a alocação de sensores, apresentadas na BWSN, está a abordagem do algoritmo de "Aprofundamento iterativo das soluções de Pareto" (Eliades e Polycarpou, 2006) que otimizou os quatro objetivos propostos. Outra abordagem analisada foi do algoritmo genético multiobjetivo e mineração de dados, a qual otimizaram os objetivos (1), (2) e (4) (Huang et al., 2006). E, a abordagem multiobjetivo do algoritmo genético "*Nondominated sorted genetic algorithm II*" (NSGA-II) de (Deb, 2000) que foi proposta por Ostfeld e Salomons (2006) e Preis e Ostfeld (2006). Por ser uma abordagem baseada na Frente de Pareto a NSGA-II é aplicada na solução de problemas com objetivos conflitantes. Com isso, a otimização gera um conjunto de soluções do tipo Pareto ótima, não dominadas, onde são demonstrados claramente o compromisso entre os melhores valores de cada função objetivo. Os conjuntos de soluções obtidas em Frente de Pareto representam o melhor compromisso entre as funções objetivo associados ao problema (Chiandussi et al., 2011). A escolha da melhor solução dentro das pertencentes a Pareto pode ser realizada com a ajuda de especialistas, onde, serão avaliados a importância de cada objetivo proposto na otimização.

São inúmeras as substâncias químicas que podem ser usadas para contaminar o SDA. Devido o seu fácil acesso e a sua alta toxicidade, podendo causar disfunções do sistema nervoso e até a morte, caso consumida em grande quantidade, os pesticidas são estudados como possíveis substâncias a serem introduzidas intencionalmente nos SDA (Ohar et al., 2015). No estudo realizado por Duirk et al. (2009), são apresentadas as reações do ácido hipocloroso (HOCL) com pesticidas organofosforados. Onde, simulações de eventos de contaminação realizadas com estes pesticidas mostraram que estas substâncias quando em contato com a água, que passou por um tratamento

convencional (utilizando o cloro como desinfetante), sofrem reações gerando subprodutos (Oxon) considerados ainda mais tóxicos do que as substâncias primárias.

Portanto, este estudo irá examinar o pesticida organofosforado Paration (PA) como um possível contaminante a ser introduzido no SDA. Para isso, realizaram-se simulações de eventos de contaminação que incorporaram as reações químicas do contaminante na modelagem da qualidade da água e analisaram-se mudanças reais da concentração de cloro, que serviu como indicativo de contaminação. Assim, o objetivo deste trabalho é aplicar um algoritmo multiobjectivo baseado na teoria dos algoritmos genéticos ao problema de determinação da frente de Pareto, para a alocação dos sensores de qualidade da água em uma rede de abastecimento de agua.

Para tanto, utilizou-se o software EPANET-MSX (Epanet Multi-Species Extension) (Shang e Uber, 2008), que possibilita a modelação mais complexa de qualidade da água, ou seja, considera as reações e o transporte de múltiplas espécies (ex.: pesticidas organofosforados e o cloro livre) interagindo ao longo da rede de distribuição de água (RDA). Logo, descreve o mecanismo de reação química a partir de um conjunto de equações de equilíbrio e cinética, com base no mecanismo hidráulico do EPANET padrão, gerando resultados de entrada para algoritmos que solucionam a alocação ótima de sensores (Ohar et al, 2015).

A metodologia para modelação multiespécies de qualidade de água utilizada teve como base o estudo de Ohar et al. (2015). Com isso, foi possível gerar vários cenários de contaminação, onde, por meio das alterações da concentração de cloro presente na água foi possível detectar os eventos de contaminação. Esses cenários foram implementados junto com a abordagem multiobjetivo NSGA-II na ferramenta MATLAB, afim de realizar a alocação ótima dos sensores. A otimização buscou obter soluções que otimizassem simultaneamente dois objetivos fundamentais: minimizar o tempo de detecção (Z1) e maximizar a probabilidade de detecção (Z4).

METODOLOGIA

A metodologia proposta está dividida em duas etapas principais: (1) simulação da qualidade da água em RDA com injeção de contaminante, ao longo de 24 h com monitoramento da concentração de cloro; e (2) aplicação da abordagem do algoritmo genético multiobjetivo NSGA-II para alocação ótima dos sensores na rede.

Simulação da Qualidade da Água

O EPANET-MSX não possui uma interface gráfica, o software necessita de uma execução em linha de comando. Logo, são necessários dois arquivos de entrada: (1) arquivo contendo as características hidráulicas da rede em estudo, sendo esse gerado a partir do EPANET padrão que possui a extensão (*.inp*) e (2) arquivo que descreve as espécies a serem simuladas, as reações químicas ou modelos de equilíbrio que governam sua dinâmica, sendo esse fundamental para o funcionamento do EPANET-MSX e dependente das informações que o usuário busca obter sobre as espécie analisada no SDA, sua extensão (*.msx*). O relatório de saída é um arquivo gerado após a execução do programa sendo sua extensão (*.rpt*). Para as gerações sintéticas de contaminação foram utilizados como ferramentas o EPANET e o EPANET-MSX que foram integrados ao ambiente de programação Matlab. Isso é facilitado pela existência do EPANET *Matlab Toolkit Master*, que são bibliotecas dinâmicas de funções que implementam quase todas as funcionalidades do EPANET, sendo possível sua junção com programas desenvolvidos em qualquer linguagem, incluindo o Matlab.

Este trabalho considerou para a simulação da qualidade as características da água potável provenientes do Brasil. Logo, ao elaborar o arquivo (.msx) definiu: temperatura a 298°K, sólidos totais dissolvidos (TDS) igual a 1000 mg/L, pH de aproximadamente 7,3 e alcalinidade de 260 mg/L (CaCO₃). As reações estequiométricas e cinéticas da degradação do Paration (PA) são apresentadas na Tabela 1, sendo essas informações provenientes dos estudos realizados por Ohar et al. (2015) e Schwartz et al. (2014). Dessa forma, foi possível simular vários cenários de contaminação

na RDA, já que o software permite obter as variações dos parâmetros de qualidade da água antes e após a injeção de contaminante; das concentrações dos subprodutos gerados, nesse caso Paraxon (PAO) e da concentração do PA, ao longo de todo o período de simulação com intervalos do tempo de relatório pré-definidos e resultados gerados em todos os nós da RDA. A injeção de PA influencia nos parâmetros de qualidade da água, especialmente na concentração de cloro livre, como descrito no estudo de Ohar et al. (2015) que observou uma diminuição abrupta do cloro logo que entra em contato com o PA.

Reações Estequiometria	Taxa/Coeficiente de Equilíbrio a 25 °C
5. $HOCl + PA \stackrel{K_{HOCl,OP}}{\longleftrightarrow} PAO + 5. H^+ + 5. Cl^- + SO_4^{2-}$	$K_{HOCl,PA} = 2.2(\pm 0.53).10^6 M^{-1} h^{-1}$
$PA \stackrel{K_{h,PA}}{\longleftrightarrow} PAH$	$K_{h,PA} = K_{N,PA} + K_{B,PA} \cdot [OH^{-}]$ $K_{N,PA} = 2.66 \cdot 10^{-4} h^{-1}$ $K_{B,PA} = 4.3 M^{-1} h^{-1}$
$PAO \xleftarrow{K_{h,PAO}} PAH$	$K_{h,PAO} = K_{N,PAO} + K_{B,PAO} \cdot [OH^{-}]$ $K_{N,PAO} = 2 \cdot 10^{-4} h^{-1}$ $K_{B,PAO} = 46 \cdot 1M^{-1} h^{-1}$
$PA + OCl^{-} \stackrel{K_{OCL,PA}}{\longleftrightarrow} PAH$	$K_{OCl,PA} = 37(\pm 10)M^{-1}h^{-1}$
$PAO + OCl^{-} \xleftarrow{K_{OCl,PAO}} PAH$	$K_{OCl,PAO} = 48(\pm 10)M^{-1}h^{-1}$
$HOCl \rightarrow H^+ + OCl^-$	pka = 7.5

Tabela 1-Degradação do Paration. (Schwartz et al., 2014)

Alocação de Sensores

Foram otimizadas duas funções objetivo para a alocação ótima de sensores, sendo: minimizar o tempo de detecção (Z1) e maximizar a probabilidade de detecção (Z4). A abordagem via algoritmo genético multiobjetivo elitista NSGA-II de Deb et al., (2002), baseada no conceito de dominância para realização das buscas que visam determinar um conjunto de soluções ótimas Pareto do problema.

A implementação, segundo Deb et al., (2002), tem seu início com a geração aleatória de uma população de *n* indivíduos, onde cada indivíduo representa uma possível solução para o problema. A seleção da população de indivíduos é realizada pela classificação dos mesmos em frentes. Esse procedimento se inicia com a determinação do conjunto de indivíduos não dominados, em relação ao conjunto de indivíduos contidos na população. Esses indivíduos são classificados na primeira frente e retirados do conjunto sob análise. Os indivíduos restantes são novamente submetidos à análise de não dominância, sendo os não dominados classificados na segunda frente e também retirados do conjunto sob análise.

Com isso, procedimento irá se repetir até que todos os indivíduos estejam classificados em alguma frente. Em segunda instância, no caso de pertencerem à mesma frente, ocorre a classificação pelo ordenador de diversidade (*crowding distance*), que ordena os indivíduos de forma a atribuir precedência aqueles que estiverem em regiões menos "povoadas" do espaço de objetivo. Logo, a aptidão a ser empregada no processo de seleção é calculada pelos procedimentos de "*non-dominated sorting*" e de "*crowding distance*", onde os indivíduos mais aptos da geração atual são selecionados.

Esses indivíduos são utilizados para gerar uma nova população por cruzamento, a seleção é realizada por meio da técnica chamada de "torneio binário", onde dois indivíduos da população são escolhidos aleatoriamente, o melhor entre os dois é selecionado para passar a próxima geração, terminado esse processo a nova população gerada é misturada com a população anterior. A mutação irá ocorrer após o cruzamento já que causa uma perturbação nas soluções da população vigente,

gerando novas soluções. Dessa forma, essa abordagem programa uma estratégia elitista, uma métrica capaz de medir a diversidade genética da população com uma complexidade razoável.

A ferramenta de suporte à implementação escolhida foi o Matlab, porém se faz necessária à interação com o EPANET e sua extensão EPANET-MSX. A detecção por sensores ocorre para qualquer concentração diferente de zero. O NSGA-II foi implementado com os seguintes parâmetros: população igual a 100 para 1, 2, 3 e 4 sensores (número de variáveis); *crossoverpoint* igual a 2; número de gerações sem melhora da função objetivo igual a 100 e número máximo de gerações igual a 200 multiplicado pelo número de variáveis. Assim, o número máximo de gerações, considerando a alocação de 1 sensor, resultará em 200 possibilidades.

O tempo de detecção de contaminante (t_d) (Equação 1) é o tempo decorrido entre o início da contaminação e a primeira detecção de uma concentração de contaminante diferente de zero. O tempo da primeira detecção (t_j) refere-se à alocação do sensor j. Para a rede se sensores o t_d é o mínimo entre todos os sensores localizados no projeto em um determinado evento de contaminação.

$$t_d = \min t_j, j = 1, ..., n_s$$
 [1]

A função objetivo Z1 a ser minimizada é o valor esperado à probabilidade de distribuição do evento de contaminação, apresentado na Equação 2. Todos os eventos de contaminação não detectados não são considerados.

$$Z_1 = E(t_d)$$
^[2]

A maximização da probabilidade de detecção (Z_4), de uma determinada rede de sensores (isto é, número e alocação), é estimada pela Equação 3.

$$Z_4 = \frac{1}{S} \sum_{r=1}^{S} d_r \tag{3}$$

Em que $d_r = 1$ se o evento r for detectado por um dos sensores, e 0 caso contrário; S representa a quantidade total de cenários de contaminação considerados.

ESTUDO DE CASO

O cenário de otimização utilizado para a metodologia apresentada avalia a condição dada pela companhia de água, onde o número de sensores é pré-definido. A rede hipotética da literatura de Fujiwara e Khang (1990) apresentada na Figura1, chamada Hanoi, foi utilizada para analisar esse cenário. A topologia desta rede é constituída de 31 nós, 34 tubos e 1 reservatório, sob um ciclo de demanda de 24 horas, a rede Hanoi possui um fluxo de água padrão sendo na Figura 1 apresentada após 12h de modelação. Foram obtidas todas as informações sobre o estado hidráulico e de qualidade da rede e realizou-se simulações de período-extensivo do comportamento hidráulico e da qualidade da água.

Para a cloração da rede fez-se a inserção de cloro no reservatório com uma concentração de 1,5 mg/L conforme exige a Portaria nº 518/04. A simulação durou 24 horas com geração de relatório de qualidade a cada 10 minutos. As primeiras 9 horas da simulação ocorreram em condições normais, sem anomalias e as últimas 15 horas simulou-se um evento de contaminação injetando PA constante a uma concentração de 12,4 mg/L. Esta concentração representa o limite de solubilidade do PA. Entende-se que concentrações acima deste limite provocaria visibilidade do contaminante na água o que é irrelevante para as simulações realizadas nesta pesquisa. Esse padrão foi considerado para todos os nós da rede, logo a rede foi submetida a 31 eventos de contaminação.



Figura 1- Rede Hanoi de distribuição de água.

O padrão do comportamento do cloro ao longo do período de simulação, sem um evento de contaminação, é crescente até alcançar a estabilidade permanecendo constante (Figura 2a), mas ao reagir com o contaminante PA ocorre uma diminuição abrupta do cloro (Figura 2b), como já verificado por Ohar et al., (2015), devido a esse comportamento o cloro é um parâmetro indicativo de contaminação, neste estudo.

A abordagem multiobjetivo NSGA-II possibilitou a identificação de diversas soluções para a alocação ótima de sensores que compõem a frente de Pareto para os cenários propostos, mostradas na Figura 3. Por se tratar de um algoritmo de varredura, o algoritmo genético multiobjetivo NSGA-II é sensível ao número da população, ou seja, o algoritmo apresenta um número de soluções Pareto diferente caso o número da população seja alterado antes da implementação. Sabe-se que, quanto maior o número da população, maior é a possibilidade de se encontrar soluções encontradas para a Fronteira de Pareto, portanto, maior as chances de alcançar os resultados ótimos. Assim, escolheuse para todos os casos uma população igual a 100, e a fim de analisar a sensibilidade do algoritmo variou-se o número da população (N° Pop) que gerou diferentes soluções Pareto (S. Pareto), como mostra a Tabela 2.

Número de Variáveis									
	1	2			3	4			
Nº Pop	S. Pareto	Nº Pop	S. Pareto	Nº Pop	S. Pareto	Nº Pop	S. Pareto		
2	2	4	4	6	6	8	4		
4	4	8	8	12	6	16	6		
8	8	16	7	24	9	24	12		
10	5	20	7	30	11	40	14		
100	35	100	35	100	35	100	35		

Tabela 2- Resultado da Pareto segundo o número da população.



Figura 2- (a) Comportamento do cloro ao longo da simulação de 24 horas sem contaminação. (b) Comportamento do cloro ao longo da simulação de 24 horas com contaminação.

O algoritmo gera 35 soluções pertencentes à fronteira de Pareto, quando considerada uma população com 100 indivíduos, para cada número de variável. A Tabela 3 mostra a repetitividade da solução da pertencente à fronteira Pareto, em termos percentuais para cada nó.

Número de sensores								
	1 2			3		•		
Nó	%	Nó	%	Nó	%	Nó	%	
12	57,1	12	48,6	12	36,2	31	8,6	
13	42,9	10	8,6	13	24,8	12	25,7	
		31	10	31	3,8	25	5	
		13	30	14	4,8	17	3,6	
		11	5,7	11	12,4	8	10,7	
				10	12,4	22	3,6	
				9	2	11	14,3	
				8	2	10	17,9	
				22	2	9	5,7	
						16	1,4	
						13	3,6	

Tabela 3- Percentual de frequência dos nós monitorados.

Após a otimização das funções objetivo Z1 e Z4 para a alocação de sensores é necessário avaliar o conjunto de soluções não dominadas que compõem a frente de Pareto. Pois, a abordagem NSGA-II não garante uma solução globalmente ótima. Mas, caberá ao tomador de decisão, avaliar o
conjunto de soluções pertencentes à Pareto ótima, fornecida pelo algoritmo, e realizar a seleção da melhor solução segundo o conjunto de preferências. A solução ideal para esse estudo seria o tempo mínimo de detecção à 0s e a probabilidade máxima para detectar uma contaminação de 100%. A Tabela 4 apresenta os nós a serem monitorados considerando a solução ideal, avaliando a Fronteira de Pareto (Figura 2) e o percentual de frequência dos possíveis nós monitorados conforme a Tabela 3.

N° Sensores	Alocação (nó)
1	12
2	12-31
3	12-31-22
4	12-31-22-10

Tabela 4-Número de sensores e respectivas localizações.

Os nós selecionados para o monitoramente podem inferir a qualidade da água dos nós a montante. Para tanto, é necessário conhecer a trajetória do fluxo de água, a vazão dos trechos e a demanda dos nós. Com isso, é possível determinar a representatividade, em porcentagem de cobertura, dos nós de monitoramento em toda a RDA. (Lee e Deininger, 1992).



Figura 3- Fronteiras de Pareto: (a) 2 sensores, (b) 3 sensores e (c) 4 sensores.

Ao considerar que os sensores podem identificar qualquer fração de qualidade da água e sua alteração em caso de uma contaminação. Os nós 12, 31, 22 e 10 selecionados pelo algoritmo podem

inferir a qualidade dos nós a montante que contribuam com qualquer porcentagem de fração de água.

Ao alocar um sensor no nó 12 é possível inferir a qualidade da água dos nós 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 14, 15, 16,17, 18 e 19, com 100% de cobertura. A fração de água que parte dos demais nós da rede não chegam até o nó 12, portanto o mesmo não está cobrindo a outra parte da rede. Mas, ao alocar um segundo sensor no nó 31 consegue-se inferir a qualidade dos nós 20, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29 e 30, com 100% de cobertura. Assim, os dois nós selecionados conseguem inferir a qualidade da água dos 28 nós de uma rede composta por 31 nós, ficando sem cobertura apenas os nós 13, 21 e 22. Portanto, a solução de otimização dada pelo algoritmo é coerente. Logo, a rede em estudo necessita de no mínimo dois sensores alocados nos nós 12 e 31 para uma cobertura eficiente, em caso de contaminação.

No caso da companhia de água considerar a alocação de mais dois sensores na rede, o algoritmo gera como solução os nós 22 e 10. O terceiro sensor ao ser alocado no nó 22 consegue inferir a qualidade do nó 21, nessa condição o nó 13 será o único sem monitoramento. Mas, ao avaliar o fluxo de água (Figura 1) observa-se que o nó 13 não escoa para nenhum outro ponto da rede. Com isso, o algoritmo faz a quarta alocação no nó 10, pois o tempo de detecção é menor caso o ataque ocorra na parte com maior número de nós da RDA.

Essa análise é facilitada por se tratar de uma rede pequena, pois o fluxo é visível e não ocorrem manobras hidráulicas, comuns em redes complexas. Isso corrobora para o uso de algoritmos como auxiliador na seleção das melhores soluções emitidas pela fronteira de Pareto, quando se realiza estudos para alocação ótima de sensores em redes complexas, reais.

CONCLUSÃO

A proposta para alocação otimizada de sensores na RDA, considerando o Paration como contaminante e incorporando o detalhamento químico das suas reações na simulação, corrobora na geração dos cenários de contaminação na RDA melhorando a confiabilidade da alocação de sensores. Pois, o sistema de detecção que considera o impacto químico se torna mais ágil e mais preciso do que os sistemas triviais que utilizam processamento de sinal orientado por dados de séries temporais.

Com isso, a abordagem multiobjetivo NSGA-II gerou soluções não dominadas pertencentes à frente de Pareto. Os resultados da otimização, de 1, 2, 3 ou 4 sensores na rede mostraram-se coerentes, já que os nós escolhidos por meio das soluções emitidas pelo algoritmo possibilitaram detectar os evento de contaminação, independente do números de nós monitorados. Logo, os resultados proporcionaram a escolha do monitoramento dos nós 12 e 31, sendo os mesmos classificados como os melhores pontos para alocação de sensores na RDA em estudo, pois monitoram 28 nós com 100% de cobertura dos 31 nós da RDA, atingindo assim o objetivo de otimização, ou seja, minimizar os custos de implantação e maximizar a detecção.

Ao analisar a otimização das funções objetivo Z1 e Z4, de minimização e maximização respectivamente, o estudo corrobora a proposta feita na BWSN (Ostfeld et al.,2008) de avaliar uma abordagem multiobjetivo, nesse contexto. E, ao incluir as reações químicas do contaminante para gerar cenários de contaminação o estudo contribuiu com trabalhos futuros destinados à melhoria da segurança dos SDA. Sugere-se a utilização de recursos computacionais para extração de regras, capaz de automatizar a escolha da melhor solução dentre o conjunto de soluções da fronteira de Pareto facilitando essa etapa em redes mais complexas e com um número maior de soluções, uma vez que, neste trabalho, essa etapa foi realizada por especialistas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Chiandussi G., Codegone M., Ferrero S., and Varesio F. E (2011). "Comparison of multi-objective optimization methodologies for engineering applications," *Computers and Mathematics with Applications*, vol. 63, no. 5, pp. 912–942.

Deb K, Pratap A, Agarwal S, Meyarivan T (2002). A fast and elitist multiobjective genetic algorithm: NSGA-II. IEEE Trans Evol Comput 6(2):182–97.

Duirk S.E, Desetto L.M, Davis G.M, (2009). "Transformation of orgamophosphorus pesticides in the presence of aqueous chlorine: kinetics, pathways and structure e activity relationships". *Environ. Sci. Technol.* 43, 2335e2340.

Eliades D. & Polycarpou M., (2006). "Iterative deepening of Pareto solutions in water sensor Networks". *Proc., 8th Annual Water Distribution System Analysis Symp., Cincinnati.*

Eliades G. and Polycarpou M. M (2010). "A Fault Diagnosis and Security Framework for Water Systems", *IEEE Transactions on Control Systems Technology*, vol. 18, n. 6, pp. 1254–1265.

Eliades, D. G., Lambrou, T. P., Panayiotou, C. G., & Polycarpou, M. M (2014). Contamination event detection in water distribution systems using a modelbased approach. Procedia Engineering, 89, 1089–1096.

Eliades, D. G., Stavrou, D., Vrachimis, S. G., Panayiotou, C. G., and Polycarpou, M. M (2015): Contamination event detection using multilevel thresholds, in: Proceedings of 13th Computing and Control for the Water Industry Conference, CCWI 2015, 119, 1429–1438.

Fujiwara, O., & Khang, D. B (1990). A two-phase decomposition method for optimal design of looped water distribution networks. Water resources research, 26(4), 539-549.

Hart W. E., & Murray R (2010). "Review of sensor placement strategies for contamination warning systems in drinking water distribution systems". *Journal of Water Resources Planning and Management*, 136(6), 611-619.

Ohar, Lahav O., Ostfeld A (2015). "Optimal sensor placement for detecting organophosphate intrusions into water distribution systems", *Water Res.*, vol. 73, pp. 193-203.

Oliker. N., Ohar Z., Ostfeld A. (2016) "Spatial event classification using simulated water quality data". *J. Environ. Model. Softw*, pp.77, 71 e 80.

Ostfeld A. & E. Salomons E (2006). "Sensor network design proposal for the battle of the water sensor networks (BWSN)." *Proc., 8th Annual Water Distribution System Analysis Symp.*, Cincinnati.

Ostfeld A., Uber J. G., Salomons E., Berry J.W., Hart W. E., Phillips C.A.,...di Pierro F (2008). "The battle of the water sensor networks (BWSN): A desing challenge for engineers and algorithms". *Journal of Water Resources Planning and Management*, 134(6), 556-568.

Palleti V. R., et al (2016). "Sensor network design for contaminant detection and identification in water distribution networks", *Computers & Chemical Engineering*, vol. 87, pp. 246–256.

Portal nº 518/04, of March 25 (2004) of the Ministry of Health, Establishes the procedures and responsibilities related to the control and monitoring of the quality of water for human consumption and its standard of potability, and makes other provisions.

Preis A. & Ostfeld A (2006). "Multiobjective sensor design for water distribution systems security." *Proc.,* 8th Annual Water Distribution System Analysis Symp., Cincinnati.

Rossman L. A (2000) Epanet 2. User's manual.Water Supply and Water Resources Division National Risk Management Research Laboratory Cincinnati.

Seth A., et al (2016). "Testing Contamination Source Identification Methods for Water Distribution Networks", *Journal of Water Resources Planning and Management*, vol. 142, n. 4.

Shang F.and Uber J. G (2008). "Epanet Multi-Species Extension user's manual", US Environmental Protection Agency.

BALANCE HÍDRICO DE LAS PRESAS HOOVER Y GLENN CANYON, UBICADAS SOBRE EL CAUCE DEL RÍO COLORADO

García Reyes Irving¹, Bolaños Castillo Jonathan G.¹, González Villarreal Fernando J.¹

1. Instituto de Ingeniería, UNAM, Circuito Escolar S/N, Edificio 5, Ciudad Universitaria, Del. Coyoacán, Ciudad de México. C.P. 04510, México.

igarciar@iingen.unam.mx, jbolanosc@iingen.unam.mx, fgv@pumas.iingen.unam.mx

RESUMEN:

La cuenca del río Colorado abarca un área de 637.000 km², el cauce principal tiene una longitud de 2.253 km y escurre a través de siete estados de los Estados Unidos y dos de México. El río Colorado está controlado principalmente por dos grandes presas, Glenn Canyon y Hoover, que en conjunto, ambos embalses tienen la capacidad de almacenar hasta tres veces el volumen medio anual escurrido del río, por esta razón, es importante el análisis de su comportamiento hidráulico mediante la elaboración de un balance hídrico para evaluar de forma cuantitativa este recurso que abastece actualmente a una población de 40 millones de habitantes, 90% de estos viven en Estados Unidos y el 10% restante son beneficiarios mexicanos.

ABSTRACT:

The Colorado River basin covers an area of $637,000 \text{ km}^2$, the river has a length of 2,253 km and drains through seven states of the United States and two of Mexico. The Colorado River is controlled mainly by two large dams, Glenn Canyon and Hoover, which together, both reservoirs have the capacity to store to three times the annual drained average volume of the river, for this reason, it is important to analyze their hydraulic behavior through the elaboration of a water balance to quantitatively assess this resource that currently supplies a population of 40 million of habitants, 90% of these live in the United States and the remaining 10% are Mexican beneficiaries.

PALABRAS CLAVES: Río Colorado, Balance hídrico, Presa Hoover, Presa Glenn Canyon

INTRODUCCIÓN

El río Colorado es uno de los principales sistemas fluviales para el sureste de los estados unidos y el noreste de México. La cuenca cubre 637.000 km², la cual representa un área mayor a cuatro veces el área del estado de Coahuila, en México. El río recorre una distancia de 2.253 km, el cual se extiende desde los picos más altos de las montañas rocosas hasta el golfo de California o mar de Cortes, incluyendo siete estados de los Estados Unidos y dos del norte de México.

En Estados Unidos, los estados por los que cruza el río Colorado son: Wyoming, Colorado, Utah, Nevada, Arizona, California y Nuevo México. Los últimos 140 km del cauce del río Colorado se encuentran al sur de la frontera internacional México – Estados Unidos, entre los estados de Baja California y Sonora. Representando el 2% del total de la cuenca del río Colorado.

El río Colorado abastece a una población de poco más de 40 millones de habitantes, el 90% de estos viven en Estados Unidos y el 10% restante son beneficiarios mexicanos. Actualmente, el río Colorado se encuentra totalmente controlado por dos grandes presas principalmente: la presa Hoover cuyo almacenamiento (vaso) se denomina Lake Mead (construida en 1935) y por la presa Glenn Canyon (ubicada aguas arriba de la presa Hoover) cuyo almacenamiento (vaso) se denomina Lake Powell (construida en 1963). El río Colorado tiene un escurrimiento medio anual de 22.400 hm³, según el tratado de 1944, de este volumen, 1.850 hm³ le corresponden a México (1.665 hm³ se reciben en la presa Morelos y 185 hm³ se reciben por medio del canal Sánchez Mejorada ubicado en San Luis Río Colorado). En la figura 1 se muestra la cuenca del río Colorado, y en ella se logran apreciar los dos grandes lagos formados por las presas Hoover y Glenn Canyon.



Figura 1.- Cuenca del río Colorado y vista de los lagos Mead y Powell.

METODOLOGÍA

Las técnicas del balance hídrico, son un medio para solucionar importantes problemas hidrológicos teóricos y prácticos. A partir de un estudio de balance hídrico es posible realizar una evaluación cuantitativa de los recursos de agua y sus modificaciones por influencia de las actividades del hombre.

El conocimiento de la estructura del balance hídrico de lagos, cuencas superficiales y cuencas subterráneas, es fundamental para conseguir un uso más racional de los recursos de agua en el espacio y en el tiempo, así como para mejorar el control y redistribución de los mismos; por ejemplo: trasvase de cuencas, control de avenidas, etc. El balance hídrico ayuda en la predicción de las consecuencias debidas a cambios artificiales en el régimen de ríos, lagos y cuencas subterráneas. La información que proporciona el balance hídrico de las cuencas de ríos y lagos para cortos periodos de tiempo (estaciones, meses, semanas, días) se utiliza para explotación de embalses y para predicciones hidrológicas.

El conocimiento del balance hídrico es también muy importante para el estudio del ciclo hidrológico. Con los datos del balance hídrico es posible comparar recursos específicos de agua en un sistema, en diferentes periodos de tiempo, y establecer el grado de su influencia en las variaciones del régimen natural. Finalmente, el conocimiento del balance hídrico permite una evaluación indirecta de cualquier componente desconocido dentro de él, por diferencia entre los componentes conocidos; por ejemplo, la evaporación a largo plazo en una cuenca de un río puede calcularse por diferencia entre la precipitación y el caudal.

Ecuación General del Balance hídrico.

La ecuación general del balance hídrico se expresa de la siguiente manera:

$$E = S \pm \Delta V$$
[1]

Donde:

E: Entradas totales (superficial, agua subterránea y precipitación).S: Salidas totales (superficial, agua subterránea y evaporación).

S: Sandas totales (superficial, agua subterranea y evapo

 ΔV : Variación del volumen

Ecuación del Balance hídrico de un lago o embalse.

De acuerdo con la naturaleza del balance hídrico, los lagos se pueden dividir en dos grandes categorías: abiertos (exorreicos), que son lagos con salida, y cerrados (endorreicos), que son lagos sin salida. Los lagos con una salida intermitente (efímera), durante los períodos de crecidas, constituyen una categoría intermedia. La ecuación del balance hídrico de lagos y embalses, para cualquier intervalo de tiempo, puede expresarse del siguiente modo:

$$Q_{SI} + Q_{UI} + P_L - E_L - Q_{SO} - Q_{UO} \pm \Delta V_L = 0$$
^[2]

Donde Q_{SI} es el caudal de entrada de agua superficial dentro del lago o embalse; Q_{UI} es el flujo de entrada correspondiente al agua subterránea; P_L es la precipitación sobre la superficie del lago; E_L es la evaporación desde la superficie del lago; Q_{SO} es el caudal de salida del agua superficial desde el lago o embalse; Q_{UO} es el flujo de salida de agua subterránea, incluyendo la filtración a través de la presa; y ΔV_L es la variación del agua almacenada en el lago, durante el período del balance hídrico considerado. Para grandes lagos y embalses, la entrada de aguas superficiales QSI, se compone de entrada del caudal de agua Q_m por el cauce principal y entradas laterales Q_l , es decir:

$$Q_{SI} = Q_m + Q_l \tag{3}$$

En los lagos y embalses en los que la superficie varía mucho con la fluctuación del volumen es preferible expresar los parámetros de la ecuación del balance hídrico en medidas volumétricas. Para los lagos con superficie de agua constante es más conveniente expresar dichos parámetros del balance hídrico como una altura de agua con respecto al área superficial media del lago.

La superficie media se calcula como la media aritmética de todas las superficies para el período del balance considerado. La ecuación del balance hídrico de lagos y embalses, para cualquier intervalo de tiempo, en función del volumen, puede expresarse del siguiente modo.

$$V_{sI} + V_{uI} + P_L - E_L - V_{sO} - V_{uO} \pm \Delta v_L - \eta = 0$$
[4]

Donde:

V_{sl}: Volumen de entrada de agua superficial al embalse.

V_{uI}: Volumen de entrada de agua subterránea.

P_L: Volumen precipitado sobre la superficie del agua.

E_L: Volumen evaporado desde la superficie del lago.

V_{sO}: Volumen de salida del agua superficial desde el embalse.

V_{uO}: Volumen de salida de agua subterránea (incluye la filtración a través de la presa).

 ΔV_L : Variación del volumen almacenado en el embalse durante el período del balance.

η: Volumen que contempla elementos indeterminados del balance y errores de medición..

La información disponible con la que se cuenta de estas dos presas consta de los siguientes datos:

- Volumen medio anual de entrada de agua al embalse.
- Volumen medio anual precipitado sobre la superficie del agua del embalse.
- Volumen medio anual evaporado desde la superficie del agua del embalse.
- Volumen medio anual de salida del agua superficial desde el vaso de la presa.
- Variación del volumen medio anual almacenado en el embalse durante el periodo del balance.

Estos datos fueron obtenidos de la página de internet www.water-data.com/ y fueron comparados y corroborados con los datos de las estaciones hidrométricas que se encuentran en operación y están a cargo del Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS, por sus siglas en inglés), en la página http://waterdata.usgs.gov/nwis.

Los datos que se desconocen son:

V_{uI}: Volumen de entrada de agua subterránea.

V_{uO}: Volumen de salida de agua subterránea (incluye la filtración a través de la presa).

η: Volumen que contempla elementos indeterminados del balance y errores de medición.

Tomando en cuenta lo anterior, (para simplificar el cálculo) el balance se realizó tomando el volumen de entradas y de salidas de aguas subterráneas como un solo valor ($V_{ul}-V_{uO}$), dado que ninguno de los dos términos es conocido y se obtuvo la siguiente ecuación (en el que el valor de η fue despreciado):

$$V_{ul} - V_{u0} = -(V_{sl} + P_L - E_L - V_{s0} \pm \Delta v_L)$$
^[4]

De esta manera, si el resultado de esta diferencia es positivo indicará que el acuífero aporta un volumen de agua al embalse, y si por el contrario, el resultado es negativo, indicará que el embalse aporta agua al acuífero.

RESULTADOS

Presa Glenn Canyon.

En la figura 2, en color azul se muestra la evolución del volumen medio anual almacenado en el embalse desde el año de 1963, en color rojo se muestra la serie de datos de los registros de evaporación media anual en el embalse con los que se contó del año 1971 al 2010, y en color verde se muestra la evaporación calculada para los años restantes. La evaporación calculada se obtuvo empleando los valores de la evaporación media anual registrada y la elevación media anual del agua en el embalse, ajustando estos valores a una ecuación logarítmica (mostrada en la misma figura 2), se obtuvo un coeficiente de determinación (R^2) de 0,9896, lo cual indica que el volumen evaporado está íntimamente ligado con la elevación del agua en el vaso (además de la temperatura), a mayor elevación del agua, mayor superficie del agua expuesta y por lo tanto mayor volumen evaporado.



Figura 2.- Volumen medio anual almacenado en la presa Glenn Canyon desde su puesta en marcha y volumen medio anual evaporado en el embalse.

En la figura 3, se muestran los gastos medios anuales de entrada y de salida de la presa, estos gastos fueron convertidos a volumen para el cálculo del balance hídrico. En el caso de la serie de datos correspondiente a los gastos medios de entrada (azul), ésta muestra los registros desde el año 1906, mientras que la serie de datos en color rojo corresponde con los gastos medidos en un sitio ubicado aguas abajo de la cortina; del año 1930 a 1960 ambos hidrogramas son prácticamente los mismos, es a partir de 1963 que el régimen se modifica debido al llenado y a la operación de la presa.



Figura 3.- Gastos medios anuales de entrada y de salida de la presa Glenn Canyon.

El volumen de agua llovido sobre el vaso de la presa se calculó empleando el valor del área del embalse al que le corresponde la elevación media anual del agua (obtenida de la curva Elevaciones-Capacidades de esta presa), y la precipitación anual total de cada uno de los años analizados, el producto de ambos valores fue el volumen llovido sobre el vaso de la presa.

Con los valores de escurrimiento superficial de entrada y de salida, lluvia sobre el vaso y evaporación del mismo, se procedió a realizar el balance hídrico de la presa. En la figura 4 se muestra en color azul la gráfica de las entradas a la presa (escurrimiento superficial y lluvia sobre el embalse), en color rojo la gráfica de las salidas de la presa (superficial y evaporación), y en color verde se muestra la gráfica de la suma algebraica de las salidas y la variación del volumen en el embalse.

Técnicamente la gráfica azul (entradas) debería ser igual a la verde (salidas más variación en el volumen almacenado), esto si se hubiera contado con los valores de los volúmenes de agua subterránea de entrada y salida (ecuación 1), sin embargo, dado que esa diferencia es la variable incógnita (ecuación 4), se obtuvo la gráfica en color morado. Como se había comentado anteriormente, si el resultado de esta diferencia es positivo indica que el acuífero aporta un volumen de agua al embalse, y si por el contrario, el resultado es negativo, indica que el embalse aporta agua al acuífero, por lo tanto, con base en los resultados obtenidos, la mayor parte del tiempo el embalse ha aportado agua al acuífero (valores negativos de la diferencia), el máximo valor obtenido fue de 5.087 hm³ para el año 1973.



Figura 4.- Balance hídrico de la presa Glenn Canyon.

En la tabla 1 se muestran los volúmenes medios anuales de cada una de las variables empleadas en el cálculo del balance hídrico de la presa Glenn Canyon, en las últimas cuatro columnas de esta tabla se muestran los valores representados en la figura 4; todas las variables son en hm³.

Año	Entrada superficial	Precipitación en el vaso	Salida superficial	Evaporación en el vaso	ΔV	Agua Subterránea (V _{UI} -V _{UO})	Total de entradas	Total de salidas	Total de salidas + ΔV
1964	9.697	28	4.001	170	2.724	-2.832	9.726	4.170	6.894
1965	18.912	85	14.291	250	3.336	-1.120	18.997	14.541	17.878
1966	9.848	61	9.546	292	1.726	1.654	9.909	9.837	11.563
1967	10.674	78	9.325	267	-1.064	-2.223	10.751	9.592	8.529
1968	12.842	54	10.859	291	1.047	-699	12.896	11.150	12.197
1969	15.307	110	11.019	353	2.643	-1.402	15.416	11.372	14.015
1970	14.976	88	10.039	412	2.419	-2.192	15.063	10.452	12.871
1971	14.214	91	11.420	486	2.694	296	14.304	11.906	14.600
1972	11.709	133	11.527	471	9	165	11.841	11.998	12.007
1973	18.790	78	11.156	558	2.067	-5.087	18.869	11.714	13.781
1974	12.482	135	10.963	642	4.092	3.080	12.617	11.605	15.697
1975	16.098	97	11.052	677	906	-3.559	16.195	11.729	12.635
1976	10.705	118	11.594	686	857	2.315	10.822	12.281	13.138
1977	6.112	69	9.070	599	-3.061	427	6.181	9.669	6.608
1978	12.612	177	11.109	581	-1.618	-2.718	12.789	11.690	10.071
1979	18.134	138	10.002	700	3.995	-3.574	18.271	10.702	14.698
1980	16.480	226	13.974	786	3.905	1.959	16.706	14.760	18.665
1981	7.862	217	9.681	734	-1.576	759	8.079	10.415	8.838
1982	15.455	137	11.122	752	241	-3.4//	15.592	11.874	12.115
1983	25.625	152	23.662	829	2.888	1.602	25.777	24.491	27.379
1984	27.162	135	25.131	810	-9//	-2.333	27.297	25.941	24.964
1985	22.054	149	20.830	794	-263	-841	22.203	21.625	21.362
1986	23.573	14/	23.057	800	230	366	23.721	23.85/	24.087
1987	15.640	185	14.203	801	-166	-988	15.825	15.004	14.838
1988	9.742	159	9.681	714	-411	146	9.900	10.457	10.046
1989	/.412	85	9.889	/14	-2.455	651	/.49/	10.603	8.148
1990	0.570	97	9.740	595	-4.089	-415	0.00/	10.341	0.232
1991	9.504	102	10.342	543	-2.299	-1.020	9.606	10.884	8.586
1992	9.130	152	9.875	624	-0/2	240	9.282	10.402	9.330
1995	10.995	130	0.007	649	3.142	-5.202	0.162	10.803	13.947
1994	9.030	108	9.907	720	2 101	5.050	9.105	12 227	12.213
1995	19.449	82	12.300	739	2.191	-4.030	19.307	13.327	15.073
1990	21 213	206	18.827	749	310	1.510	21 / 10	10 500	10,000
1997	16 316	188	15 207	783	768	-1.510	16 505	16.079	16.848
1999	14 996	168	13.277	785	86	154	15 163	15 231	15 317
2000	9 309	136	10.475	743	-1 345	429	9 444	11 218	9.873
2000	8 2 5 6	138	9.881	687	-2.198	-24	8 394	10 568	8 369
2002	4 931	58	9.604	562	-4 211	967	4 989	10.566	5 955
2003	7 758	73	10.092	458	-4 026	-1 306	7 831	10.550	6 524
2004	7.364	114	10.443	377	-3.183	159	7.478	10.821	7.637
2005	14.289	124	10.177	425	746	-3.066	14.413	10.602	11.347
2006	11.193	129	10.372	451	1.593	1.094	11.322	10.824	12.416
2007	9.358	78	10.150	453	174	1.340	9.436	10.603	10.776
2008	15.193	87	11.254	505	1.319	-2.201	15.280	11.760	13.079
2009	12.598	81	10.231	549	1.797	-103	12.679	10.779	12.576
2010	10.836	197	10.082	543	251	-156	11.033	10.626	10.877
2011	20.525	166	16.831	570	1.123	-2.168	20.692	17.401	18.523
2012	6.312	100	10.123	544	-1.081	3.175	6.411	10.667	9.586
2013	6.960	139	9.823	437	-4.172	-1.010	7.099	10.260	6.089
2014	11.860	71	9.768	431	-197	-1.929	11.930	10.199	10.001
2015	10 321	97	10 143	428	-175	-21	10 417	10 571	10 397

Tabla 1.- Variables y resultados del balance hídrico de la presa Glenn Canyon, en hm³.

Presa Hoover.

En la figura 5, en color azul se muestra la evolución del volumen medio anual almacenado en el embalse desde el año de 1940, en color rojo se muestra la gráfica de los registros de evaporación media anual en el embalse con los que se contó del año 1971 al 2010, y en color verde se muestra la evaporación calculada para los años restantes. Al igual que para la presa Glenn Canyon, los valores

calculados de evaporación para la presa Hoover se obtuvieron ajustando a una ecuación logarítmica (mostrada también en esta figura), los valores del volumen medio anual evaporado y la elevación media anual del agua en el embalse con un coeficiente de determinación (R^2) de 0,9943.



Figura 5.- Volumen medio anual almacenado en la presa Hoover desde su puesta en marcha y volumen medio anual evaporado en el embalse.

En la figura 6, se muestran los gastos medios anuales de entrada y de salida de la presa, estos gastos también fueron convertidos a volumen para el cálculo del balance hídrico. En el caso de la gráfica correspondiente a los gastos medios de entrada (azul), ésta muestra los registros desde el año 1923, mientras que la gráfica en color rojo corresponde con los gastos medidos en un sitio ubicado aguas abajo de la cortina desde el año de 1934; se observa que entre los años de 1963 a 1965 el gasto de entrada disminuye considerablemente debido al llenado de la presa Glenn Canyon ubicada aguas arriba captando la mayor parte del volumen escurrido.



Figura 6.- Gastos medios anuales de entrada y de salida de la presa Hoover.

El volumen de agua llovido sobre el vaso de la presa también se calculó empleando el área del embalse al que le corresponde la elevación media anual del agua en el propio embalse (obtenida de la curva Elevaciones-Capacidades de la presa), y la precipitación anual total de cada uno de los años analizados, el producto de ambos factores fue el volumen llovido sobre el vaso de la presa. Se procedió a realizar el balance hídrico de la presa. En la figura 7 se muestra en color azul la gráfica de las entradas a la presa (escurrimiento superficial y lluvia sobre el embalse), en color rojo la gráfica de las salidas de la presa (superficial y evaporación), en color verde se muestra la gráfica de la suma algebraica de las salidas y la variación del volumen en el embalse. En esta figura la gráfica en color morado también representa el volumen de agua subterránea, si el valor es positivo, se considera que el acuífero aporta volumen de agua al vaso y si es negativo el embalse aporta agua al acuífero. El balance hídrico de este embalse se realizó desde el año 1941 hasta el 2015, y en general se puede apreciar que el acuífero aporta agua hacia el embalse la mayor parte del tiempo.



Figura 7.- Balance hídrico de la presa Hoover.

En la tabla 2 se muestran los volúmenes medios anuales de cada una de las variables empleadas en el cálculo del balance hídrico de la presa Hoover, y en las últimas cuatro columnas se muestran los valores representados en la figura 7; todas las variables son en hm³.

Tabla 2.- Variables y resultados del balance hídrico de la presa Hoover, en hm³.

Año	Entrada superficial	Precipitación en el vaso	Salida superficial	Evaporación en el vaso	ΔV	Agua Subterránea (V _{UI} -V _{UO})	Total de entradas	Total de salidas	Total de salidas + ΔV
1941	20.896	267	14.467	1.141	4.095	-1.461	21.164	15.608	19.703
1942	21.289	29	22.048	1.138	1.943	3.810	21.318	23.186	25.129
1943	14.100	117	15.413	1.104	733	3.032	14.218	16.517	17.250
1944	16.682	82	17.828	1.042	-1.878	229	16.764	18.871	16.993
1945	14.645	124	15.958	987	-1.752	424	14.769	16.945	15.194
1946	11.207	98	13.931	934	-1.736	1.824	11.305	14.865	13.129
1947	16.940	55	13.154	955	770	-2.116	16.995	14.109	14.879
1948	17.103	30	15.733	1.020	2.016	1.636	17.133	16.753	18.769
1949	17.717	112	16.279	1.013	-1.406	-1.943	17.829	17.292	15.887
1950	13.663	23	15.958	972	-4.910	-1.666	13.686	16.930	12.020
1951	12.175	115	12.314	934	-1.167	-208	12.290	13.249	12.082

1952	22,452	153	17.730	1.007	2,409	-1.459	22.605	18.737	21.146
1953	10 989	37	15 761	939	-2.265	3 409	11 026	16 701	14 435
1954	7 722	106	13 181	805	-4.204	1 953	7 828	13 986	9 781
1055	0.200	67	11.420	608	2 524	962	0.466	12 127	9.701 8.602
1955	10.072	15	0.644	702	-3.334	-803	9.400	10.246	10.521
1950	10.972	13	9.044	702	185	-430	10.987	10.340	10.331
1957	21.627	98	9.975	864	5.660	-5.225	21.725	10.839	16.499
1958	17.992	136	15.127	1.083	6.406	4.488	18.129	16.211	22.617
1959	8.594	126	12.038	1.032	-1.664	2.685	8.720	13.069	11.405
1960	11.859	87	11.408	1.009	-705	-235	11.946	12.417	11.712
1961	8.751	35	10.680	941	-2.098	738	8.786	11.621	9.524
1962	18.847	44	10.243	1.067	4.035	-3.545	18.891	11.310	15.345
1963	10.003	67	10.868	987	-2.515	-730	10.070	11.854	9.340
1964	3.950	19	10.154	745	-7.704	-774	3.969	10.899	3.195
1965	14.310	71	9.769	747	90	-3.774	14.381	10.517	10.607
1966	9 526	25	9 582	825	2 448	3 304	9 550	10 407	12,855
1967	9 350	52	9.662	824	-885	199	9 402	10.486	9 601
1968	10.842	16	9.662	844	321	-31	10.858	10.100	10.827
1060	10.042	24	0.850	870	1 096	720	11.077	10.303	11.027
1909	10.993	20	9.830	016	1.000	1 661	10.095	10.729	11.010
1970	11.206	10	9.754	910	1.090	1.001	10.085	10.030	11.740
19/1	11.396	18	10.153	927	43	-291	11.414	11.080	11.123
1972	11.520	80	10.199	966	928	494	11.599	11.165	12.093
1973	11.223	62	9.787	1.080	3.364	2.946	11.285	10.867	14.232
1974	10.937	63	10.912	1.043	-1.016	-61	11.000	11.955	10.939
1975	11.060	70	10.332	1.063	566	832	11.129	11.395	11.962
1976	11.545	87	10.262	1.080	605	316	11.632	11.342	11.947
1977	9.096	42	9.323	1.081	240	1.505	9.138	10.404	10.643
1978	11.126	96	9.475	1.104	565	-79	11.223	10.579	11.144
1979	10.038	53	9.109	1.160	1.957	2.135	10.091	10.269	12.226
1980	13.942	79	12.286	1.189	920	373	14.021	13.474	14.394
1981	9.673	48	12.118	1.152	-964	2.584	9.721	13.270	12.306
1982	11.104	73	9.109	1.171	467	-430	11.176	10.280	10.746
1983	21.475	100	18.199	1.256	2.786	666	21.575	19.455	22.241
1984	25.119	161	27.392	1.218	-1.035	2.295	25.280	28.609	27.575
1985	21.203	40	22,959	1.229	54	2,999	21.243	24.188	24.241
1986	23.005	71	21.236	1.213	-585	-1.213	23.076	22.449	21.863
1987	14 279	112	16 181	1 209	416	3 415	14 390	17 390	17 805
1988	9.706	47	11.936	1.191	-779	2.594	9.754	13.127	12.348
1989	10 102	22	11 136	1 124	-1 905	231	10.124	12,259	10 355
1990	10.607	39	11.130	1.075	-1 732	119	10.646	12.297	10.765
1991	11 361	54	11.055	1.073	-1 352	-674	11 415	12.092	10.740
1992	11.053	118	9.859	1.037	1.532	-124	11.113	10.896	11.048
1003	11.633	70	8 650	1.037	2 017	60	11.1/1	9 755	11.040
100/	10.559	58	11 609	1.104	-1.067	995	10.617	12 678	11.772
1005	13 677	62	10.706	1.069	-1.007	1 8/3	13 730	11.866	11.011
1006	14.004	20	12 428	1.007	1 614	1.040	14.124	12 550	15 172
1007	10.606	66	12.430	1.122	1.014	2 962	10 762	14 050	16 000
1997	16 107	146	13.770	1.100	1.747	-2.003	16 222	15 002	10.099
1990	15.655	57	14./01	1.232	620	1.045	15 712	15.775	1/.7/0
2000	11.033	50	12 566	1.209	-020	-1.039	13./12	13.2/3	12 600
2000	11.442	50	13.300	1.1/9	-1.123	2.129	11.493	14.743	10.022
2001	10.040	30	12.948	1.0/8	-3.221	-91	10.09/	12.014	10.000
2002	10.424	<u> </u>	12.93/	930	-3.3/8	-9/	10.435	13.914	10.330
2003	11.09/	49	11.6/1	860	-2.46/	-1.081	11.146	12.551	10.064
2004	11.397	/0	11.883	816	-1.845	-613	11.466	12.699	10.853
2005	11.542	161	9.796	845	1.037	-25	11.703	10.641	11.678
2006	11.191	52	11.591	817	-1.049	115	11.243	12.408	11.359
2007	10.834	30	11.654	7/0	-1./19	-160	10.864	12.423	10./04
2008	12.077	28	11.748	745	-829	-441	12.105	12.493	11.664
2009	11.546	23	11.359	708	-1.203	-706	11.569	12.067	10.863
2010	10.027	122	11.421	693	-900	1.065	10.149	12.115	11.214
2011	18.215	33	12.091	728	1.625	-3.803	18.248	12.819	14.445
2012	11.228	76	11.623	788	2.123	3.231	11.303	12.411	14.535
2013	10.765	80	11.154	746	-1.348	-294	10.846	11.900	10.552
2014	9.239	35	12.038	674	-2.177	1.261	9.274	12.712	10.535
2015	11.613	101	11.404	654	-663	-320	11.714	12.057	11.394

CONCLUSIONES

Según los resultados presentados en la figura 4 y en la tabla 1, la mayoría de los valores obtenidos en cada año para el volumen de agua subterránea fueron negativos para la presa Glenn Canyon, esto significa según la ecuación del balance (ecuación 4), que el embalse aporta un volumen de agua al acuífero, es decir, se trata de una salida de la presa; por otro lado, en la figura 7 y en la tabla 2, se observa que la mayoría de los valores obtenidos en cada año para el volumen de agua subterránea en la presa Hoover son positivos, lo que indica que el acuífero aporta agua hacia el embalse, es decir, se trata de una entrada a la presa.

Con base en los resultados obtenidos, podría inferirse que parte del volumen que sale de la presa Glenn Canyon por medio del acuífero podría llegar hasta el vaso de la presa Hoover, esto se ve reflejado en la serie de datos de color púrpura de la figura 7, en la que se observa que a partir del año 1965 (año a partir del cual se comenzaron a tener niveles más altos en la presa Glenn Canyon debido a su llenado), se obtuvieron valores positivos para la diferencia de los volúmenes de entrada y salida de agua subterránea para la mayor parte de los años analizados, sin embargo, se requieren estudios de piezometría del acuífero para determinar si esta hipótesis es correcta.

En cuanto a la evaporación, la máxima que se ha registrado fue en el año de 1983, con un total de 2.085 hm³ en ambos embalses, lo que corresponde a un gasto de 66.11 m³/s evaporados en promedio durante todo el año. Esta evaporación máxima corresponde con el año en que los niveles del agua en el embalse fueron los más altos, por lo tanto, aunque la temperatura es una variable importante para la evaporación, el área expuesta del embalse tiene una mayor influencia, por lo que el hecho de mantener altos los niveles en los embalses puede ser contraproducente al tener pérdidas importantes del volumen del agua almacenada, ya que este volumen de agua podría ser aprovechado en otros usos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

McMurray (2012) The Colorado River Basin and Climate: Perfect Storm for the Twenty-First Century? USA.

Sokolov A., Chapman T. (1981) *Métodos de Cálculo de balance hídrico. Guía Internacional de Investigación y Métodos*, Instituto de Hidrología de España, España.

The Metropolitan Water District of Southern California, (2014) Annual Report, Los Angeles California, USA.

Tratado relativo al aprovechamiento de las aguas de los ríos Colorado y Tijuana, y del río Bravo desde Fort Quitman, Texas, hasta el Golfo de México entre los Estados Unidos Mexicanos y los Estados Unidos de América, (1944).

Owen-Joyce S. and Raymond L. (1996) *An Accounting System for Water and Consumptive Use Along the Colorado River, Hoover Dam to Mexico*. USA.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

AUTOGESTIÓN DE OBRAS DE INFRAESTRUCTURA SANITARIA EN BARRIOS POPULARES COMO ESTRATEGIA DE INCLUSIÓN

María Eva Koutsovitis⁽¹⁾, Matías Goyeneche⁽²⁾

⁽¹⁾ Departamento de Hidráulica e Instituto de Ingeniería Sanitaria (Facultad de Ingeniería de la Universidad de Buenos Aires), Argentina, mevakoutsovitis@yahoo.com.ar; ⁽²⁾ Departamento de Hidráulica (Facultad de Ingeniería de la Universidad de Buenos Aires), Argentina, matiasgoyeneche@gmail.com

RESUMEN

El presente trabajo sintetiza experiencias llevadas a cabo por docentes del Departamento de Hidráulica y de la Cátedra Libre de Ingeniería Comunitaria de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Buenos Aires, vinculadas al desarrollo de infraestructura sanitaria de manera autogestiva con habitantes de diferentes barrios populares de la Ciudad de Buenos Aires. Se presentan tres experiencias, que se desarrollaron bajo distintas modalidades de gestión y trabajo, a partir de las cuales fue posible definir estándares y criterios de intervención.

La primera experiencia se desarrolló de manera completamente autogestiva en el barrio Playón de Chacarita, donde habitantes del barrio y los docentes de la Facultad de Ingeniería, llevaron a cabo la mejora y ampliación de aproximadamente 230 metros de red troncal de desagües cloacales. La segunda experiencia se desarrolló en el barrio Villa 15 (Ciudad Oculta), combinando la autogestión por parte de los vecinos y organizaciones barriales con el apoyo del Ministerio de Educación de la Nación y otras facultades de la UBA. La tercera experiencia se desarrolla en la manzana 28 de Ciudad Oculta, bajo la modalidad de autogestión vecinal con aporte de programas sociales del gobierno, en este del programa "Salario Social Complementario".

La experiencia sistematizada permitió acotar los estándares de trabajo bajo diferentes modalidades de organización colectiva y definir criterios normativos específicos para el diseño de colectores cloacales en pasillos de uso público con anchos menores a 4 metros en los barrios populares, donde la empresa prestadora AySA no es responsable de la prestación del servicio sanitario.

ABSTRACT

This paper presents the outcome of three sanitation infrastructure projects carried out by engineering teachers of the University of Buenos Aires in informal neighbourhoods in the city of Buenos Aires. Each experience implied a different degree of self-managed construction, from which work and design standards and intervention criteria were derived, particularly for areas where the public water and sewerage company AySA is not responsible for providing the service.

The first experience was completely self-managed between the teaches and the inhabitants of the Playón de Chacarita neighbourhood; the second experience was carried out in Villa 15 (Ciudad Oculta) and combined self-managed construction by neighbours, local social organizations and the University teachers with financial and strategic support from the Nation's Ministry of Education; the third experience, also in Villa 15, included self-managed construction with the financial aid from the "Complementary Social Income" government social program.

PALABRAS CLAVES: Infraestructura Sanitaria, Autogestión, Barrios Populares

INTRODUCCIÓN

En la Ciudad de Buenos Aires existen villas desde hace más de 80 años. Hasta mediados de la década de 1980, las políticas de los gobiernos tanto nacionales como municipales estuvieron orientadas a su erradicación y a la expulsión de sus familias a la periferia de la Ciudad. El Concejo Deliberante de la Ciudad de Buenos Aires, en 1984 sancionó la Ordenanza 39.753 que derogó todas las disposiciones que promovían la erradicación de villas y definió las pautas del Programa Radicación y Solución Integral de Villas y Núcleos Habitacionales a cargo de la entonces Comisión Municipal de la Vivienda (CMV). En el año 1998 se sancionó la Ley 148 que declaró la atención prioritaria a la problemática social y habitacional en las villas y núcleos habitacionales transitorios. También, esta ley determinó que los proyectos de re-urbanización deben consensuarse con los representantes de los barrios a través de la creación de una Comisión Coordinadora Participativa. Recién en el año 2015, el GCBA decidió avanzar con mayor decisión y presupuesto en la ejecución de procesos de integración social y urbana en villas de la ciudad. Aunque esta política se reduce a intervenir en forma focalizada en determinados barrios y no a la implementación de una política integral que alcance a todas las villas de la ciudad abordando las dimensiones sociales, culturales y económicas.

Se estima que los habitantes de las villas de la Ciudad de Buenos Aires representan el 15% de la población total de la ciudad. La población de las villas no cuenta con prestación de servicios públicos en igualdad de condiciones que el resto de la ciudad. Las obras que se realizan en las villas, en cuanto a la infraestructura para la prestación de servicios públicos, no responden a planes integrales de urbanización ni respetan la profusa normativa local, nacional e internacional vigente. La ley de la ciudad Nº 3.295 reconoce como un derecho humano el acceso al agua potable en cantidad y calidad suficientes para usos personales y domésticos, y garantiza el ejercicio de este derecho a todos sus habitantes. Sin embargo, para quienes viven en las villas de la ciudad el goce de este derecho es utópico. Miles de vecinos pasan largos períodos sin poder acceder al agua corriente. Mujeres y niños recorren distancias significativas para aprovisionarse de agua.

La empresa AySA S.A., cuyo capital pertenece en un 90% al Estado Nacional y en un 10% a los empleados, tiene a su cargo desde el año 2006 la prestación de los servicios de agua y saneamiento cloacal en la Ciudad de Buenos Aires. Si bien las villas de la ciudad se encuentran dentro del área de concesión de la empresa prestadora, en los hechos ésta únicamente presta el servicio público de distribución de agua potable y saneamiento hasta las periferias de las mismas. La calidad del agua que consumen los habitantes de las villas no es controlada por ningún organismo estatal. Los vecinos, y en algunos casos cooperativas de trabajo, se conectan mediante mangueras a las bocas que AySA dispone en la periferia de las villas, trazando precariamente las redes internas de agua. Estas mangueras no se encuentran suficientemente enterradas y el tránsito vehicular provoca que se pinchen o rompan frecuentemente. Desde el punto de vista de la infraestructura cloacal, algunas villas cuentan con pozos ciegos y otros con redes precarias conectadas a pequeñas cámaras que frecuentemente colapsan. Varias villas de la ciudad se encuentran emplazadas sobre terrenos contaminados con metales pesados y sustancias peligrosas, como las Villas 20, 21-24, 1-11-14, Rodrigo Bueno y Ramón Carrillo. La ausencia de adecuados sistemas pluviales, el desborde de las precarias cámaras cloacales y la presencia de suelos contaminados, determinan que cada vez que llueve los habitantes de las villas se inunden con agua de lluvia contaminada con líquido cloacal, metales pesados y sustancias peligrosas. Los pobladores de las villas se encuentran expuestos continuamente a un elevado riesgo sanitario y ambiental, constatable en la ocurrencia de enfermedades asociadas al agua (diarreas, intestinales, forúnculos, etc.).

El 26 de septiembre de 2017, la Agencia de Planificación (APLA) emitió la resolución N°26 aprobando el documento titulado "Criterios de Intervención en Construcción de Infraestructura y Operación del Servicio de Agua y Saneamiento en Barrios Populares/Urbanizaciones Emergentes" elaborado por la empresa AySA. El documento establece los requisitos que debe reunir el Espacio Público para que la infraestructura correspondiente a las redes de agua y cloaca pueda ser operada por la empresa prestadora AySA en los barrios populares y urbanizaciones emergentes. Entre los requisitos figuran que los pasillos deben tener doble accesibilidad y un ancho mínimo de 4 metros.

OBJETIVOS

El presente trabajo sintetiza experiencias llevadas a cabo por docentes del Departamento de Hidráulica y de la Cátedra Libre de Ingeniería Comunitaria de la Universidad de Buenos Aires, vinculadas al desarrollo de infraestructura sanitaria de manera autogestiva con habitantes de diferentes barrios populares de la Ciudad de Buenos Aires.

El trabajo incluye una propuesta normativa para ejecutar obras de saneamiento en los pasillos públicos de anchos menores a 4 metros, donde la empresa AySA no es responsable de la prestación del servicio sanitario, y un conjunto de recomendaciones para conformar asociaciones comunitarias de usuarios.

DESARROLLO

Se presentan a continuación tres experiencias bajo modalidades distintas de gestión y trabajo, a partir de las cuales fue posible definir estándares y criterios de intervención.

1° Experiencia: Autogestión Vecinal

Desde mayo de 2013 hasta mediados de 2015, se llevó adelante el proyecto de mejora y ampliación de la red de desagües cloacales de los sectores 2, 3, 5, 6 ("Canchita") y 9 ("Galpón") del Barrio Playón de Chacarita. El proyecto incluyó una etapa de diagnóstico, relevamiento topográfico, cómputo y presupuesto de la obra, diseño y ejecución de redes (230 metros de red troncal) y cámaras cloacales, conexión del nuevo sistema cloacal a la red cloacal de AySA y la desafectación de los pozos sépticos domiciliarios y comunitarios existentes al momento de la intervención.



Figura 1.- Plano general del Proyecto de Mejora y Ampliación de la Red de Desagües Cloacales en el Barrio Playón de Chacarita.



Figura 2.- Instalación de caño en zanja, tapas de cámaras cloacales y cojinete en cámara cloacal en el Barrio Playón de Chacarita.

Durante el desarrollo del proyecto, se realizaron asambleas periódicas para evaluar los criterios, necesidades y avances del proyecto con los vecinos del barrio, se conformaron diferentes equipos de trabajo para la ejecución de las cámaras y tendido de las cañerías y comisiones para la recaudación de fondos, la compra de materiales y el alquiler de equipos.

Esta experiencia se desarrolló de manera completamente autogestiva, entre los habitantes del barrio y los docentes de la Facultad de Ingeniería. El sistema cloacal ejecutado estuvo completamente operativo a mediados de 2015, los vecinos se organizaron para garantizar las tareas de mantenimiento y a la fecha funciona perfectamente sin ningún tipo de desborde o interrupción.

2° Experiencia: Autogestión con intervención estatal

Esta experiencia se desarrolla en las manzanas 17, 19, 21, 23, 25 y 32 del barrio Villa 15, conocido como Ciudad Oculta, desde abril de 2015 hasta diciembre de 2017.

En este proyecto se combinó la autogestión por parte de los vecinos y organizaciones barriales con el apoyo del Ministerio de Educación de la Nación que, en conjunto con las Facultades de Arquitectura, Urbanismo y Diseño, de Ingeniería y de Ciencias Sociales de la UBA, elaboró diferentes mecanismos de intervención cuyo objetivo era el mejoramiento barrial y financió la compra de materiales y herramientas. En octubre del 2017, en el marco de las intervenciones que diferentes organismos de gobierno comenzaron a llevar a cabo en el barrio, se modificó la metodología de intervención. Las obras del pasillo entre las Manzanas 21 y 23 fueron finalizadas reemplazando el trabajo autogestivo de los vecinos por cooperativas barriales contratadas por la Subsecretaría de Hábitat e Inclusión de la CABA (SSHI).

El proyecto incluyó una etapa de relevamiento sanitario mediante encuesta, relevamiento físico de la infraestructura y toma de muestras para su posterior análisis físico-químico en laboratorio, relevamiento topográfico, diseño y ejecución de redes, conexiones domiciliarias y cámaras cloacales, conexión del nuevo sistema cloacal a la red cloacal de AySA, detección y reparación de fugas de agua, talleres de capacitación para los vecinos del barrio sobre criterios constructivos a adoptar en las obras internas de desagües cloacales, detección de pozos ciegos colapsados y la ejecución de los solados de los pasillos.

El sistema cloacal ejecutado estuvo completamente operativo a fines de 2017 y a la fecha funciona perfectamente sin ningún tipo de desborde o interrupción.



Figura 3.- Jornada de trabajo en el Proyecto de Mejoramiento Barrial para Villa 15 con autogestión vecinal.



Figura 4.- Encuesta Sanitaria

3° Experiencia: Autogestión con Programas Sociales

Esta experiencia se desarrolla en la manzana 28 de Ciudad Oculta, entre agosto de 2017 hasta la fecha, en un pasillo con una única entrada y un ancho variable entre 0,80 y 1,50 metros. El proyecto incluyó una etapa de diagnóstico sanitario mediante encuesta, relevamiento físico de la infraestructura y toma de muestras para su posterior análisis físico-químico en laboratorio,

relevamiento topográfico, cómputo métrico de la obra, diseño y construcción de redes (30 metros de red troncal) que implicaron el reemplazo de los caños existentes y la rehabilitación de 4 cámaras cloacales, detección y reparación de fugas de agua, elaboración de los solados para posibilitar la evacuación del agua de lluvia y la ejecución de conexiones domiciliarias de agua potable.

En esta experiencia trabajaron beneficiarios del programa "Salario Social Complementario", utilizando para la compra de materiales fondos de un proyecto de Extensión Universitaria del Ministerio de Educación. Los beneficiarios del programa perciben medio salario mínimo, vital y móvil y como contraprestación, por ejemplo, deben realizar tareas comunitarias.

La experiencia se llevó a cabo en un total de 10 jornadas, de las cuales 5 correspondieron a la etapa de relevamientos previos y definición de proyecto y las restantes fueron jornadas de ejecución de los trabajos.

SISTEMATIZACIÓN Y CRITERIOS

Las experiencias fueron sistematizadas en guías con el objetivo permitir su replicación. Las guías normativas elaboradas tienen en cuenta las etapas de habilitación de la conexión por parte del prestador del servicio, la de elaboración del proyecto y la de ejecución de la obra.



Figura 5.- Guía para la Autogestión de Proyectos Cloacales

En todos los proyectos desarrollados, los principales objetivos planteados son los que se sintetizan a continuación:

- Gestionar la conexión de los sistemas cloacales internos de los barrios populares a red formal con la empresa prestadora del servicio de saneamiento.
- Proyectar y ejecutar sistemas confiables, duraderos y de fácil operación y mantenimiento, para evitar durante su vida útil obstrucciones y desbordes.
- Diseñar sistemas que permitan adoptar metodologías constructivas sencillas, que requieran de herramientas y materiales de fácil disponibilidad, minimicen imprevistos de obras y reduzcan los tiempos de intervención.

Con estos objetivos, se definieron los siguientes criterios, divididos en etapas, para la construcción autogestiva de redes cloacales internas en los barrios populares de la Ciudad de Buenos Aires.

1° Etapa: Factibilidad y Habilitación

- Obtener la autorización por parte de la prestadora AySA para conectar la red interna cloacal del barrio a las bocas de registro localizadas en vías públicas, mediante la presentación de la "Solicitud de Factibilidad".
- Solicitar a la empresa prestadora AySA datos sobre los puntos de conexión habilitados para la conexión de las redes internas del barrio (profundidad y características de la boca de registro, etc.).

2° Etapa: Proyecto

- Definición de la pendiente promedio disponible.
 - Determinar el desnivel topográfico disponible entre la profundidad de la boca de registro autorizada para la conexión y el punto de la red interna más alejado. Esto puede lograrse utilizando herramientas sencillas como nivel de manguera y cinta métrica.
 - Dividir el desnivel disponible por la longitud total del colector cloacal para obtener la pendiente promedio con la que se ejecutarán los distintos tramos.
 - La pendiente mínima es del 0,5%. Para facilitar la instalación y minimizar posibles errores, la pendiente recomendada es del 1% en caso de contar con desnivel topográfico disponible.
- Diseño de los colectores:
 - Cada colector se conforma de cámaras de inspección y vuelco conectadas por un único tramo de caño.
 - Las cámaras se construyen preferentemente en hormigón armado, de 80cm x 80cm internos (ver Figura 6).
 - Las conexiones domiciliarias se realizan directamente a las cámaras, para evitar las conexiones al caño colector, más complejas y riesgosas.
 - La separación recomendada entre cámaras es de 6 metros, coincidente con la longitud comercial de las tiras de caños tipo cloacal, lo cual permite disponer un único caño entre cámaras y así evitar la unión entre caños y además permite conectar cada propiedad frentista a una cámara con recorrido mínimo.
 - La profundidad mínima recomendad para la cámara de arranque es de 80 cm, para evitar desborde de las cámaras y rotura de los caños (tapada mínima mayor a 60 cm).
- Definición de material y diámetro mínimo del colector:
 - Las tuberías a utilizar serán de PVC apto para uso cloacal de 160 mm de diámetro nominal mínimo, en caños de 6 metros de longitud.

Para los valores de cálculo de redes cloacales de la prestadora AySA, una tubería de PVC de 160 mm de diámetro nominal con pendiente 0,5% puede conducir el caudal pico correspondiente a una población de más de 2.000 personas.

3° Etapa: Ejecución de la obra

• La obra se realiza de a tramos entre cámaras, construyendo primero la cámara inicial y final de cada tramo y luego colocando el caño entre ambas.

Una vez construidas las cámaras, cada tramo de caño puede instalarse en una jornada de 8 horas con 4 personas trabajando, minimizando el tiempo con zanja abierta y los riesgos y molestias asociados.

• Criterios de diseño y ejecución recomendados:

- En el interior de las cámaras se debe garantizar un desnivel de 1cm entre caño que llega y el caño que sale.
- Se debe realizar el cojinete para conducir el líquido y evitar su acumulación en la cámara (ver Figura 2).
- Se recomienda la colocación de una trampa de sólidos grandes en la boca del caño que sale de la cámara (reja, malla, etc.).
- El ancho de zanja mínimo recomendado es de 60 cm.
- Se recomienda ubicar apoyos intermedios para el caño en la zanja con ladrillos y mortero (ver Figura 2).
- Antes del relleno de la zanja, se recomienda realizar prueba de escurrimiento de agua ("prueba del balde"), para detectar una posible falla en la alineación del caño.
- El relleno alrededor del caño se debe realizar con suelo fino sin cascotes y compactado a los costados del caño.
- Las tapas de las cámaras se recomienda realizarlas en hormigón armado, de 10 cm de espesor mínimo, para resistir el tránsito frecuente de motocicletas y carros. Para facilitar su manipulación, pueden construirse por paños (ver Figura 6).



Figura 6.- Construcción de cámaras de vuelco e inspección.

4º Etapa: Conformación de Asociaciones Comunitarias de Usuarios

Para que los vecinos de los pasillos puedan progresivamente ir conformando asociaciones comunitarias de usuarios, se elaboraron un conjunto de recomendaciones que incluyen desde buenas prácticas en el uso de los sistemas cloacales, protocolos de acción frente a contingencias como inundaciones, falta de agua y corte de luz, hasta acciones sencillas para garantizar la calidad del agua consumo.

CONCLUSIONES

La experiencia sistematizada permitió acotar los estándares de trabajo bajo diferentes modalidades de organización colectiva y definir criterios normativos específicos para el diseño de colectores cloacales en pasillos de uso público con anchos menores a 4 metros en los barrios populares.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Koutsovitis, M.E., Goyeneche, M. (2017). Propuesta Técnica y Normativa para la Regularización de la Infraestructura Sanitaria en Procesos de (Re) Urbanización de Villas de la Ciudad de Buenos Aires, *Conagua 2017*, Córdoba, Argentina.

Koutsovitis, M.E., Baldiviezo J. (2015). "Los Servicios Públicos de Saneamiento Básico en los Barrios Informales". *Revista del Plan Fénix. Año 6 número 47 agosto 2015*, Buenos Aires, Argentina.

Programa de las Naciones Unidas para los Asentamientos Humanos (ONU-Habitat) (2014). *Planeamiento Urbano para Autoridades Locales*, Nairobi, Kenia.

Ente Nacional de Obras Hídricas de Saneamiento (2001). *Guías para la Presentación de Proyectos de Agua Potable*, Buenos Aires, Argentina.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBREDE 2018

EFEITOS DE ESCALA EM ESCOAMENTOS SOBRE VERTEDOUROS EM DEGRAUS: INVESTIGAÇÃO NUMÉRICA E COMPUTACIONAL

Lucas Camargo da Silva Tassinari (1), Daniela GuzzonSanagiotto (1), Luísa LudtkeLauffer (1), Marcelo Giulian Marques (1), Edgar Fernando Trierweiler Neto (2),

(1) Instituto de Pesquisas Hidráulicas, IPH/UFGRS, Brasil,
 (2) Eletrobras Furnas, Brasil,
 lucascstassinari@gmail.com, dsanagiotto@ufrgs.br, luisalauffer@gmail.com, mmarques@iph.ufrgs.br,
 edtrier@furnas.com.br

RESUMO:

A partir de estudos experimentais desenvolvidos ao longo dos anos, foi possível caracterizar o escoamento sobre diferentes configurações de vertedouros em degraus. Para estes estudos experimentais, devido às características do escoamento, utiliza-se a lei de semelhança de Froude. No entanto, ao utilizar água para os modelos físicos reduzidos, não são transpostos os efeitos de viscosidade e de tensão superficial no protótipo, acarretando erros na modelagem denominados efeitos de escala. Utilizando-se técnicas de modelagem numérica computacional, este trabalho tem como objetivo investigar o efeito de escala no escoamento sobre vertedouros em degraus, a partir do estudo de uma geometria em diferentes escalas. Primeiramente, utilizou-se o fluido água e semelhança apenas dos números de Froude e de Euler. Após, foram considerados diferentes fluidos hipotéticos, considerando a possibilidade da aplicação simultânea de semelhança de números de Froude, Reynolds, Euler e Weber e combinações destes. Esse estudo mostrou que os efeitos de escala que surgem em modelos experimentais podem resultar diferenças de pressões consideráveis, tendo sido observadas diferenças de até 1,3 m.c.a. entre modelo e protótipo ao considerar água em ambos. Ao considerar fluidos hipotéticos, que possibilitaram igualdade de outros adimensionais, os efeitos de escala reduziram, mostrando os efeitos devido às diferenças nos números de Reynolds e Weber na modelagem.

ABSTRACT:

Throughout experimental studies developed over the years, it was possible to characterize hydrodynamics of stepped spillways flowing. Due to these characteristics, it is common to use the Froude similitude law to modeling these hydraulic structures. However, when using water in both reduced and full scale model, we do not consider viscosity and surface tension effects, resulting errors in modeling called scale effects. By using numerical computational modeling techniques, this work aims to investigate scale effects on skimming flow over stepped spillways by using a unique geometry with different scales. Firstly, we have considered just water with Froude and Euler similitude. After, we have used hypothetical fluids with the simultaneous possibility of Froude, Reynolds, Euler and Weber similitude and combinations of those. This work showed that the scale effects that arise may result in considerable differences of pressures between reduced and full scale models, with differences of up to 1.3 m.H₂O been observed when we have considered water in both scales. When considering hypothetical fluids with others similitudes, those effect scales got smaller. It shows how Reynolds and Weber similitudes affects modeling results.

PALAVRAS-CHAVE: Vertedouros em Degraus; CFD; Efeitos de Escala.

INTRODUÇÃO

Os vertedouros são de grande importância às barragens, garantindo a sua segurança contra os excessos de água das enchentes. Quando estes são construídos em degraus, parte da energia do escoamento é dissipada ao longo da própria calha do vertedouro, permitindo reduzir as dimensões das estruturas de dissipação de energia a jusante do barramento (Sanagiotto, 2003), gerando significativa economia financeira às obras.

A partir de estudos experimentais, desenvolvidos ao longo dos anos (Tozzi, 1992; Chanson*et al.*, 2002; Sanagiotto, 2003;DaiPrá, 2004; Gomes, 2006; Amador *et al.*, 2009; Conterato*et al.*, 2015), foi possível caracterizar o escoamento sobre diferentes configurações de vertedouros em degraus a partir da análise de pressões, velocidades, lâminas d'água e frações de ar. Para estes estudos experimentais, devido à característica turbulenta do escoamento e à importância das forças gravitacionais e de inércia, utiliza-se a lei de semelhança de Froude, a qual exige igualdade no número de Froude. Ao utilizar o fluido água para os modelos físicos reduzidos, não são transpostos os efeitos de viscosidade, de tensão superficial e de concentração de ar observados no protótipo, acarretando números de Reynolds nos modelos reduzidos muito inferiores àqueles do protótipo (Chanson, 2009) e, portanto, erros na modelagem (Sanagiotto, 2003), conhecidos como efeitos de escala.

Semelhança pode ser definida como o estudo da previsão das condições do protótipo a partir de observações efetuadas em modelos (Potter eWiggert, 2004). Para que ocorra semelhança total, é necessário que se tenha semelhança geométrica, cinemática e dinâmica. Ou seja, a exata semelhança entre modelo e protótipo requer que todas as relações de força sejam idênticas, onde todos os parâmetros estão em escala. Isso obriga que se tenha igualdade entre protótipo e modelo em todos os adimensionais, como os números de Froude, Reynolds, Weber, Euler, Mach, Strouhal, entre outros.

Uma incerteza que se tem na modelagem experimental de modelos reduzidos é o efeito de escala, de forma que a ausência de efeitos de escala somente pode ser observada em escala real, quando são utilizados os mesmos fluidos (Pfister eChanson, 2014; Felder eChanson, 2017).

Heller (2011) apresenta uma revisão bibliográfica sobre critérios de escala e abordagens para minimizar os efeitos de escala na modelagem física em estudos dentro da engenharia hidráulica. Neste trabalho, o autor ressalta que a aceleração da gravidade nos modelos de Froude não está em escala, o que pode resultar em efeitos de escala.

Com o objetivo de minimizar tais efeitos em modelos que adotem a semelhança de Froude, deve-se escolher uma escala geométrica mínima que garanta escoamento no modelo dentro do regime turbulento rugoso, tal como se observa em protótipos da maioria das estruturas hidráulicas. Para escoamentos aerados, como é o caso de vertedouros em degraus, é usual em estudos em modelos reduzidos que se adotem escalas maiores que 1:15, sendo usual a escala geométrica 1:10 (Terrier, 2016; Heller, 2011).

Pfister e Chanson (2014) abordam os efeitos de escala em modelos físicos bifásicos ar-água, definindo valores mínimos de números de Weber e Reynolds, relacionados aos números de Froude e de Morton, de forma a que os efeitos da tensão superficial e das forças viscosas não são totalmente desprezados. Basicamente, aplicando-se um limite inferior para o número de Weber, de forma que $We^{0,5} = 140$, e com base no número de Morton, Pfister e Chanson (2014) apresentam em um ábaco uma relação entre os números de Reynolds e de Froude e indicam que, sendo usuais números de Froude entre 5 e 15 para escoamentos aerados sobre vertedouros, torna-se necessário ter números mínimos de Reynolds nos modelos variando entre $1,5 \times 10^5$ e $3,0 \times 10^5$. Assim, conforme estes autores, ao utilizar modelos físicos pequenos, com escalas inferiores a 1:30, a entrada e o transporte de ar no fluido serão subestimados, pois, os efeitos da tensão superficial e das forças viscosas passam a ser super-representados no modelo, dado que o fluido utilizado é água, tanto no protótipo quanto no modelo.

No entanto, mesmo em modelos grandes, com escalas em 1:2 ou 1:3, parâmetros como o tamanho das bolhas ou as escalas de turbulência podem ser afetados por efeitos de escala (Pfister eChanson, 2014; Felder eChanson, 2017). Experimentos baseados na semelhança do número de Weber poderiam proporcionar melhores relações de escalas quanto ao tamanho das bolhas, mas, como a força da gravidade e as forças viscosas são mais importantes nos processos físicos relacionados ao escoamento sobre vertedouros em degraus, esse critério não é aplicável (Felder eChanson, 2017).

Teixeira (2008) estudou os possíveis efeitos de escala na previsão de pressões extremas junto ao fundo de bacias de dissipação por ressalto hidráulico a partir de dados experimentais com modelos em escala 1:100; 1:50 e 1:32 e dados de protótipo. Com isso, constatou que os valores de pressão média medidos nos modelos resultam maiores que os dados do protótipo, provavelmente devido à aeração ser menor nos modelos do que no protótipo.

Ao estudar os efeitos de escala nas pressões instantâneas, Teixeira (2008) considerou que não existem efeitos de escala significativos na flutuação de pressão ao longo do ressalto, de forma que o processo de dissipação de energia ocorre de forma similar tanto no protótipo quanto nos modelos reduzidos.

Ao longo dos anos, modelos matemáticos têm sido propostos e aperfeiçoados para escoamentos turbulentos.Chen*et al.* (2002) modelaram numericamente o escoamento sobre um vertedouro em degraus com 78,9 cm de altura total e declividade 1V:0,75H. Nesse trabalho, foram determinados os campos de velocidade e de pressão e a linha d'água, os quais foram confrontados com dados experimentais. Esses autores concluíram que simulações numéricas com o modelo de turbulência k- ε junto ao método VOF e com uma malha não estrutura são capazes de representar o escoamento sobre vertedouros em degraus.

Arantes (2007) aplicou o software comercial Ansys CFX para analisar as características de dissipação de energia, distribuição de velocidade e concentração de ar ao longo do escoamento sobre estruturas em degraus, perfis de pressão nos degraus e um estudo de cavitação. A partir disso, foi proposto um aerador de fundo com o objetivo de reduzir os riscos de cavitação ou, ainda, possibilitar aumentar as vazões máximas sobre o vertedouro.

Toro *et al.* (2016) realizaram simulações numéricas com o software OpenFOAM com foco na região não-aerada do escoamento, com ênfase nas estatísticas de turbulência. Os autores utilizaram diversos modelos de turbulência, entre eles o k- ε , com os quais chegaram a perfis de velocidade e de energia cinética turbulenta muito próximos àqueles verificados experimentalmente com PIV.

Desta forma, pode-se dizer que a modelagem numérica computacional representa uma importante ferramenta de análise detalhada de escoamentos, a qual proporciona flexibilidade para estudar estruturas hidráulicas com diferentes configurações: geometrias, escalas e fluidos, que seriam muitas vezes inviáveis utilizando a modelagem experimental.

Este trabalho busca,utilizando-se de modelagem numérica computacional,investigaro efeito de escala no escoamento turbulento sobre vertedouros em degraus, a partir do estudo de uma geometria em (1) diferentes escalas utilizando o fluido água e semelhança apenas dos números de Froude e de Euler eem (2) diferentes escalas com diferentes fluidos, considerando a possibilidade da aplicação simultânea de semelhança de números de Froude, Reynolds, Euler e Weber e combinações destes.

METODOLOGIA

A metodologia deste trabalho está dividida em descrição da estrutura, descrição do modelo numérico utilizado e definição das condições simuladas. A seguir, são apresentados esses itens.

Descrição da Estrutura

Para este trabalho, considerou-se um protótipo com as seguintes características: vertedouro em degraus, com calha com declividade 1V:0,75H e degraus com altura (H) igual a 60 cm e comprimento (L) igual a 45 cm. O perfil Creager utilizado no protótipo é apresentado em Sanagiotto (2003) e descrito pela relação $Y = 0,15389 \times X^{1,85}$, definida com carga de projeto igual a 4,00 m.

Modelo Numérico

Foram realizadas simulações de escoamentos tridimensionais utilizando o software Ansys CFX, o qual utiliza o método dos volumes finitos para resolver as equações da continuidade e momentum (Ansys, 2013). Para este trabalho, modelou-se a turbulência a partir das equações da média de Reynolds para Navier-Stokes (RANS), com o modelo de turbulência k-ε.

Este modelo de turbulência, apresentado em Launder e Spalding (1974), é um modelo semiempírico que se baseia nas equações de transporte de energia turbulenta (k) e na sua taxa de dissipação (ε) e possui um histórico de aplicações em trabalhos de simulação numérica de escoamentos sobre vertedouros em degraus (Chen *et al.*, 2002; Bombardelli*et al.*, 2011; Simões, 2012; Toro *et al.*, 2016).

O modelo multifásico adotado foi o homogêneo, com modelo de superficie livre na interface e coeficiente de tensão superficial variável, conforme justificado a seguir, em função do fluido considerado em cada simulação. A interface ar-água da superficie livre foi modelada com o método VOF (*Volume ofFluid*), que resolve um conjunto de equações de quantidade de movimento no domínio, armazenando o volume das duas fases em cada célula na forma de uma fração (Hirt e Nichols, 1981).

O domínio da simulação está apresentado na figura 1, assim como um exemplo de malha utilizada nas simulações. Como foram utilizadas escalas geométricas diferentes, com o objetivo de reduzir o impacto de diferentes malhas nos resultados, o critério utilizado para elaborá-las foi manter um número aproximado de nós e elementos para todas as geometrias. Neste caso, as malhas utilizadas possuem aproximadamente $2,7x10^5$ nós e $1,4x10^6$ elementos.



Figura 1.- (a) Domínio da simulação e (b) malha na região dos degraus – Escala de Protótipo.

Definição das Condições Simuladas

Selecionaram-se 3 escalas diferentes da geometria do vertedouro em degraus estudado por Sanagiotto (2003): protótipo (1:1), escala 1:10 e escala 1:100.

A simulação na escala de protótipo é a referência para a análise dos resultados, pois os resultados das simulações foram transpostos para esta escala. A escala 1:10 foi escolhida para o presente estudo por ser recomendada em modelos que envolvem fenômenos de entrada de ar, conforme apresentado por Chanson*et al.*(2002),Heller (2011) e Terrier (2016). A escala 1:100 é a escala limite adotada, considerando que para as características de protótipo do presente estudo, esta escala resulta em uma estrutura com dimensões tão pequenas que dificilmente se poderia utilizar para um estudo experimental, resultando degraus com altura igual a 0,006 m, inferior ao limite recomendado de 0,02 m (Chanson*et al.*, 2002).

Em modelos experimentais em escala não é possível obter semelhança total para o escoamento sobre um vertedouro, pois o fluido é o mesmo (água) no modelo e no protótipo. Entretanto, computacionalmente, é possível alterar as características do fluido de forma a se ter semelhança em outros adimensionais a partir da consideração de um fluido hipotético, levando em conta, além dos efeitos gravitacionais, os efeitos de viscosidade e da tensão superficial.

Na sequência, é apresentado o desenvolvimento matemático considerado para definir as características dos fluidos hipotéticos para este estudo. Estes fluidos hipotéticos são assim chamados por apresentarem valores de viscosidade absoluta, massa específica e tensão superficial ar-fluido, que simultaneamente não são encontrados em nenhum outro fluido na natureza.

A partir do número de Froude (*F*), apresentado na Eq. 1, considerando-se uma escala geométrica (λ) e que a aceleração da gravidade (*g*) é a mesma tanto para o modelo quanto para o protótipo, temos que a escala de velocidades (λ_V) é aquela apresentada na Eq. 2, sendo *L* a variável de comprimento.

$$F = \frac{V}{\sqrt{g.L}}$$
[1]

$$\lambda_V = \sqrt{\lambda}$$
[2]

De forma a proporcionar semelhança nos efeitos das forças viscosas, definiu-se a escala de viscosidade cinemática (λ_v) a partir da igualdade do número de Reynolds (R) do protótipo com aquele do modelo. A Eq. 3 apresenta o número de Reynolds e a Eq. 4 a escala de viscosidade cinemática, sendo v a viscosidade cinemática.

$$R = \frac{V.L}{v}$$
[3]

$$\lambda_{\nu} = \lambda^{3/2} \tag{4}$$

Utilizando-se o número de Euler (*E*), definido na Eq. 5, chegou-se a uma escala de variação de pressão ($\lambda_{\Delta P}$) em função da escala geométrica e da escala de massa específica (λ_{ρ}), conforme apresentado na Eq. 6, sendo ΔP a pressão e ρ a massa específica.

$$E = \frac{V}{\sqrt{2 \cdot \frac{\Delta P}{\rho}}}$$

$$\lambda_{\Delta P} = \lambda_{\rho} \cdot \lambda$$
[5]

A partir o número de Weber (*W*), definido na Eq. 7, chegou-se a uma escala de tensão superficial (λ_{σ}) em função da escala geométrica e da escala de massa específica, apresentada na Eq. 8, sendo σ a tensão superficial.

$$W = \frac{\rho . V^2 . L}{\sigma}$$

$$\lambda_{\sigma} = \lambda_{\rho} . \lambda^2$$
[8]

Portanto, nesta análise, sem que fosse especificada uma escala de massa específica, não seria possível definir as escalas de pressão e tensão superficial. Assim, considerou-se que a massa específica dos fluidos hipotéticos é igual à da água ($\rho = 997 kg/m^3$). Dessa forma, têm-se as escalas de pressão e de tensão superficial conforme apresentado nas Eqs. 9 e 10.

$$\lambda_{\Delta P} = \lambda \tag{9}$$

$$\lambda_{\sigma} = \lambda^2 \tag{10}$$

Neste contexto, foram realizadas simulações com CFD (*ComputationalFluid Dynamics*) utilizando-se água escoando sobre uma geometria de vertedouro com três escalas diferentes, respeitando a lei de semelhança deFroude, e fluidos hipotéticos para duas escalas geométricas (1:10 e 1:100), com semelhanças em outros dois ou três adimensionais. Isso resultou em cinco condições iniciais simuladas: (i) escoamento de água sobre protótipo (escala 1:1); (ii) escoamento de água sobre modelo reduzido em escala 1:10; (iii) escoamento de água sobre modelo reduzido, com escala 1:10, e; (v) escoamento de um fluido hipotético sobre modelo reduzido, com escala 1:10, e;

Adicionalmente, foram feitas outras duas simulações para a escala 1:100 considerando-se simultaneamente a igualdade dos números de Froude, Euler e de Reynolds, apenas, e, após, a igualdade dos números de Froude, Euler e de Weber. A partir disso, buscou-se explicar qual é a relaxação mais importante aos efeitos de escala nos dados de pressão, em um escoamento aerado turbulento.

A tabela 1 apresenta as condições simuladas, assim como as características da água e dos fluidos hipotéticos utilizados em cada simulação. A tabela 2 apresenta os valores dos números adimensionais utilizados, calculados na seção da crista do vertedouro, sendo tomadas $L e \frac{\Delta P}{\gamma}$ como sendo a lâmina crítica ($h_c = 2,17m$, no protótipo) eV como sendo a velocidade crítica ($V_c = 4,61 m/s$, no protótipo).

A comparação entre os resultados foi feita analisando-se as cargas de pressões nos patamares e espelhos de alguns degraus, já transpostos para a escala do protótipo. Todas as simulações contaram com uma vazão específica, em escala de protótipo, igual a $10 \text{ m}^3/(\text{s.m})$.

Código da condição testada: Escala+semelhança	Escala	Fluido	Critério semelhança	Massa específica (ρ)	Viscosidade Cinemática (v) [m²/s]	Viscosidade Absoluta (µ)	Tensão Superficial Fluido-Ar (σ)
λ1 F	1.1	ສ໌ຫາເສ	E E	<u>997</u> 0	8.9×10^{-7}	8.9×10^{-4}	0.07230
	1.10	água	F E	007.0	0,9×10 ⁻⁷	0,710	0,07230
λ10 F	1:10	agua	F, E	997,0	8,9X10	8,9X10	0,07230
λ100 F	1:100	água	F, E	997,0	8,9x10 ⁻⁷	8,9x10 ⁻⁴	0,07230
λ10 FERW	1:10	hipotético	F, E, R, W	997,0	2,8x10 ⁻⁸	2,8x10 ⁻⁵	0,00072
λ100 FERW	1:100	hipotético	F, E, R, W	997,0	$8,9x10^{-10}$	8,9x10 ⁻⁷	7,2x10 ⁻⁶
λ100 FEW	1:100	hipotético	F, E, W	997,0	$8,9x10^{-7}$	8,9x10 ⁻⁴	$7,2x10^{-6}$
λ100 FER	1:100	hipotético	F, E, R	997,0	$8,9x10^{-10}$	8,9x10 ⁻⁷	0,07230

Tabela 1 Características das condições testa

F = número de Froude, E = número de Euler, R = número de Reynolds, W = número de Weber

Código	R	W	E
λ1 F	$1,1x10^{7}$	6,4x10 ⁵	69,9
λ10 F	3,6x10 ⁵	$6,4x10^{3}$	69,9
λ100 F	$1,1x10^4$	$6,4x10^{1}$	69,9
λ10 FERW	$1,1x10^{7}$	$6,4x10^5$	69,9
λ100 FERW	$1,1x10^{7}$	$6,4x10^5$	69,9
λ100 FEW	$1,1x10^4$	$6,4x10^5$	69,9
λ100 FER	$1,1x10^{7}$	$6,4x10^{1}$	69,9

 Tabela 2.-Números adimensionais das simulações

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados obtidos nesse trabalho, independente das condições analisadas, apresentam um comportamento de distribuições de carga de pressão de acordo com o esperado, com base em outros trabalhos (Chen*et al.*, 2002; Sanagiotto, 2003; Arantes, 2007). Ou seja, nos espelhos dos degraus há um extremo de pressão negativa próximo à quina do degrau, enquanto que nos patamares há um extremo de pressão positiva também próximo à quina.

As figuras 2 e 3 apresentam as pressões obtidas nas simulações para o espelho e para o patamar do degrau 24, considerando-se que os degraus estão numerados de cima para baixo. A aeração para estas condições ocorreria nas proximidades do degrau 22 (Sanagiotto, 2003). O degrau 24, portanto, está situado na região mais crítica do escoamento, conforme Gomes (2006), que se situa aproximadamente entre os degraus 18 e 26.



Figura 2.- Cargas de pressão no espelho do degrau 24. Zona aerada.



Figura 3.- Cargas de pressão no patamar do degrau 24. Zona aerada.

Analisando-se apenas os resultados obtidos para as simulações com água, observa-se que quanto menor é a escala considerada, maior é a magnitude da pressão negativa que ocorre na parte superior do espelho $(Y/H \cong 0.9)$ e maior é a pressão positiva que ocorre próximo à quina do patamar $(X/L \cong 0.85)$. Isso mostra o efeito que a mudança de escala proporciona, sendo que quanto menor for a escala, mais rapidamente os resultados se afastam dos reais (tendo-se como referência os resultados da simulação em escala de protótipo $\lambda = 1:1$).

No entanto, ao observar os resultados das simulações com os fluidos hipotéticos, onde as suas características de tensão superficial fluido-ar e viscosidade absoluta foram alteradas de forma a se ter também semelhança frente aos números de Euler, Weber e Reynolds, as diferenças entre as pressões reduziram.

Comparando-se os resultados entre as simulações com água com escalas 1:100 e 1:1, nas figuras 2 e 3, chegou-se a diferenças entre pressões médias extremas de -0,45 m.c.a. e 0,68 m.c.a., para o espelho e para o patamar do degrau 24, respectivamente. Contudo, ao analisar as diferenças entre a simulação com água para a escala 1:1 e a simulação com o fluido hipotético para a escala 1:100, verificou-se que as diferenças reduziram consideravelmente, para valores da ordem de -0,01 m.c.a. e 0,44 m.c.a., para o espelho e para o patamar, respectivamente.

As maiores diferenças observadas nas simulações com diferentes escalas para a vazão de $10 \text{ m}^3/(\text{s.m})$ foram 1,31 m.c.a. no patamar do degrau 18 (figura 4) e -0,98 m.c.a. para o espelho do degrau 12 (figura 5). Em ambos os casos, as maiores diferenças ocorreram na comparação do protótipo com o modelo na escala 1:100 com água.



Figura 4.- Cargas de pressão no patamar do degrau 18. Maiores diferenças na comparação entre protótipo e modelos.



Figura 5.- Cargas de pressão no espelho do degrau 12. Maiores diferenças na comparação entre protótipo e modelos.

Isso confirma a hipótese de que, mesmo em um escoamento turbulento e aerado, que é o caso do escoamento sobre vertedouros em degraus, há efeitos de escala em modelos de Froude. Com isso, a relaxação dos números de Reynolds, Euler e Weber, comum à modelagem experimental de vertedouros, implica erros. Neste estudo, estes erros chegaram a valores de até 1,3 m.c.a., quando comparadas, em escala de protótipo, as pressões obtidas nas simulações $\lambda 1$ Fe $\lambda 100$ F, para vazão de $10 \text{ m}^3/(\text{s.m})$.

Visando à compreensão de qual característica do fluido apresenta maior representatividade nos efeitos de escala, foram feitas simulações com diferentes fluidos de forma a se ter relaxações diferentes.

As figuras 6 e 7 apresentam as pressões obtidas para o espelho e para o patamar do degrau 24, para a vazão específica de $10 \text{ m}^3/(\text{s.m})$, referente ao protótipo, para quatro fluidos diferentes, com características apresentadas na tabela 1. Nessas figuras, os gráficos foram aproximados na região de maior interesse ao estudo, onde há as pressões extremas.



Figura 6.- Cargas de pressão no patamar do degrau 24para simulações com diferentes relaxações. Zona aerada.



Figura 7.- Cargas de pressão no espelho do degrau 24 para simulações com diferentes relaxações. Zona aerada.

Conforme apresentado na tabela 1, a simulação $\lambda 100$ FEW foi feita em escala 1:100 com um fluido hipotético respeitando a igualdade dos números de Froude, Euler e Weber, ou seja, houve relaxação do número de Reynolds.Com base nessa análise, verifica-se que a manutenção da

semelhança no número de Reynolds é essencial para que as pressões negativas extremas no espelho e para que as pressões máximas positivas nos patamares se aproximem dos valores resultantes da simulação em escala de protótipo. Por outro lado, em termos de pressões médias, a igualdade de Weber não se mostrou importante, visto que os resultados obtidos na condição em que o número de Weber não é considerado ($\lambda 100$ FER) são muito próximos aos obtidos para a escala de protótipo.

Contudo, salienta-se que as análises aqui apresentadas se resumem ao estudo de pressões junto à calha em degraus (patamares e espelhos). Portanto, não foram analisados perfis de velocidades e de fração de ar, nem pressões instantâneas.

CONCLUSÕES

Esse estudo mostrou que os efeitos de escala que surgem em modelos experimentais podem resultar diferenças de pressões consideráveis, tendo sido observadas diferenças de até 1,3 m.c.a. entre modelo e protótipo (observado no patamar do degrau 18), quando comparados os resultados entre protótipo e o modelo reduzido em escala 1:100 com semelhança de Froude para uma vazão específica igual a 10 m³/(s.m). No entanto, comparando-se as diferenças entre protótipo e modelo com escala 1:10, para esta mesma vazão, chegou-se a uma diferença máxima igual a 0,79 m.c.a., para o patamar do degrau 12. As diferenças de pressão observadas nos espelhos são inferiores, havendo um valor máximo igual a 0,18 m.c.a. para a escala 1:10 no degrau 24 e 0,98 m.c.a. para a escala 1:100 no degrau 12.

Ao considerar os fluidos hipotéticos, chegou-se a diferenças absolutas menores, conforme apresentado nas figuras 2, 3, 4 e 5. Isso mostra que a alteração nas características dos fluidos para se ter semelhança em outras forças além da gravitacional possui grande potencial, na modelagem numérica, resultando valores mais próximos daqueles obtidos ao simular o protótipo, mesmo que os fluidos hipotéticos considerados não existam na natureza.

Dessa forma, a utilização de modelos reduzidos para estimar pressões em estruturas hidráulicas, neste caso, induziu a situações mais críticas do que àquelas observadas no protótipo, onde há maior aeração do escoamento, resultando maior segurança em termos de pressões médias. Esta conclusão vai ao encontro das conclusões de Teixeira (2008) para bacias de dissipação por ressalto hidráulico.

Ao buscar a compreensão do efeito da relaxação dos números de Reynolds e de Weber, individualmente, verificou-se grande importância na semelhança de Reynolds para que o escoamento com o fluido hipotético resulte pressões mais próximas àquelas do protótipo. Nesta mesma análise, ao relaxar o número de Weber, para as condições simuladas, as pressões médias foram bastante similares àquelas obtidas ao simular com um fluido com semelhança dinâmica, mostrando que os efeitos de escala nas pressões médias para o escoamento no vertedouro em degraus decorrem principalmente da relaxação do número de Reynolds.

Este trabalho também indica que a modelagem computacional é uma boa ferramenta ao estudo do efeito de escala, podendo-se alterar as características do fluido e, assim, garantir a semelhança dinâmica entre modelo e protótipo.Em um trabalho futuro, estes resultados serão analisados em conjunto com dados experimentais provenientes de modelos reduzidos, executados dentro do Projeto de P&D citado nos agradecimentos deste trabalho, sendo estes resultados preliminares.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao apoio financeiro do Projeto de P&D intitulado "Análise da Macroturbulência em Vertedouros em Degraus com Aeração Forçada (Pré-Aeração)" firmado entre LAHE/DEC/FURNAS e FAURGS/IPH/UFRGS. Este trabalho também recebeu apoio financeiro parcial da CAPES-Brasil, do CNPq e da Propesq/UFRGS, pelo qual os autores agradecem.

REFERÊNCIAS

Ansys (2013). ANSYS CFX-Solver Theory Guide, Release 15.0. Ansys, Inc., Canonsburg, PA.

Arantes, E. J. (2007). *Caracterização do Escoamento Sobre Vertedouros em Degraus Via CFD*, Tese. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos.

Amador, A., Sánchez-Juny, M., Dolz, J. (2009). "Developing Flow Region and Pressure Fluctuations on Steeply Sloping Stepped Spillways". *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 135, No. 12, pp. 1092-1100.

Bombardelli, F. A., Meireles, I., Matos, J. (2011). "Laboratory measurements and multi-block numerical simulations of the mean flow turbulence in the non-aerated skimming flow region of steep stepped spillways". *Environ. Fluid Mech*. Vol. 11, No. 3, pp. 263-288.

Chanson, H. (2009). "Turbulent air-water flows in hydraulic structures: Dynamic similarity and scale effects". *Environ. Fluid. Mech.*, Vol. 9, pp. 125-142.

Chanson, H., Yasuda, Y and Ohtsu, I (2002). "Flow resistance in skimming flows in stepped spillways and its modelling". *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 29, No. 7, pp. 809-819.

Chen, Q., Dai, G., Liu, H. (2002). "Volume of Fluid for Turbulence Numerical Simulation of Stepped Spillway Overflow". *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 128, No. 7, pp. 683-688.

Conterato, E., Marques, M. G., Alves, A. A. M. (2015). "Proposta de uniformização das equações de previsão das características do escoamento sobre a calha de um vertedouro em degraus". *Revista Brasileira de Recursos Hídricos - RBRH*, Vol. 20, No. 1, pp. 131-137.

Dai Prá, M. (2004). *Características do Escoamento sobre Vertedouros em Degraus de Declividade 1V:1H*, Dissertação. Instituto de Pesquisas Hidráulicas, IPH/UFRGS, Porto Alegre.

Felder, S., Chanson, H. (2017). "Scale effects in microscopic air-water flow properties in high-velocity free-surface flows". *Experimental Thermal and Fluid Science*, Vol. 83, pp. 19-36.

Gomes, J. F. (2006). *Campo de pressões: condições de incipiência à cavitação em vertedouros em degraus com declividade 1V:0,75H*, Tese. Instituto de Pesquisas Hidráulicas, IPH/UFRGS, Porto Alegre.

Heller, V. (2011). "Scale effects in physical hydraulic engineering models". *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 49, No. 3, pp. 293-306.

Hirt, C. W., Nichols, B. D. (1981). "Volume of Fluid (VOF) Method for the Dynamics of Free Boundaries". *Journal of Computational Physics*, Vol. 39, pp. 201-225.

Launder, B. E., Spalding, D. B. (1974). "The Numerical Computation of Turbulent Flows". *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 3, pp. 269-289.

Pfister, M., Chanson, H. (2014). "Two-phase air-water flows: Scale effects in physical modeling". *Journal of Hydrodynamics*, Vol. 26, No. 2, pp. 291-298.

Potter, M. C. and Wiggert, D. C. (2004). Mecânica dos Fluidos. São Paulo: Cengage Learning.

Sanagiotto, D. G. (2003). Características do escoamento sobre vertedouros em degraus com declividade *1V:0.75H*, Dissertação. Instituto de Pesquisas Hidráulicas, IPH/UFRGS, Porto Alegre.

Simões, A. L. A. (2012). Escoamentos Turbulentos em Canais com o Fundo em Degraus: resultados experimentais, soluções numéricas e proposições teóricas, Tese. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos.

Teixeira, E. D. (2008). Efeito de escala na previsão dos valores extremos de pressão junto ao fundo em bacias de dissipação por ressalto hidráulico, Tese. Instituto de Pesquisas Hidráulicas, IPH/UFRGS, Porto Alegre.

Terrier, S. (2016). *Hydraulic performance of stepped aerators and related downstream flow features*, Communication 63. Laboratory of Hydraulic Constructions, ÉcolePolytechnqueFédérale de Lausanne, Lausane.

Toro, J. P., Bombardelli, F. A., Paik, J., Meireles, I., Amador, A. (2016). "Characterization of turbulence statistics on the non-aerated skimming flow over stepped spillways: a numerical study". *Environ. FluidMech.* Vol. 16, pp. 1195-1221.

Tozzi, M. J. (1992). *Caracterização/comportamento de escoamentos em vertedouros com paramento em degraus*, Tese. Universidade de São Paulo, São Paulo.
DISEÑO Y ESTIMACIÓN DEL ÁREA DE COLECCIÓN MÍNIMA DE UN COLECTOR DE AGUA DE LLUVIA FLEXIBLE PARA COMUNIDADES MARGINADAS

Martín D. Mundo Molina

Centro de investigación. Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Chiapas, México E-mail: ic_ingenieros@yahoo.com.mx

RESUMEN

Se presenta una tecnología denominada Colector de Agua de Lluvia Domiciliario (CALLD) flexible para suministrar agua potable a comunidades marginadas. Consiste en un depósito cilíndrico flexible, capaz de almacenar hasta 10,000 litros. En este trabajo se presenta el diseño hidráulico del CALLD flexible y una ecuación para estimar la superficie de colección con un factor de variabilidad climática (Fc).

INTRODUCCIÓN

De acuerdo a datos de la CONAGUA (2016) para el año 2015 la cobertura nacional en México de acceso al agua entubada en viviendas era de 94.4% (97.2% urbana, 85.0% rural). Por lo tanto cerca de 3.5 millones de mexicanos de áreas urbanas carecen de agua potable y un poco más de 18.5 millones que viven en las zonas rurales no tienen acceso al vital líquido. A modo de ejemplo, solo en el estado sureño de Chiapas más de 18,160 pequeñas comunidades rurales menores de 500 habitantes no tienen agua potable. Este problema se magnifica en cientos de pequeñas comunidades indígenas que se ubican en las zonas altas de la orografía nacional (Mundo, 2016).

México tiene una población indígena ligeramente superior a los diez millones de personas distribuidas por todo el territorio nacional (INEGI, 2000) y viven (desde hace cientos de años) en condiciones insalubres, con falta de infraestructura básica para subsistir con dignidad (INI, 1993, 1999). Las comunidades indígenas de México (CIM) se concentran principalmente en las entidades del centro y sur del país. Los estados de la república mexicana con mayor población indígena son Oaxaca y Chiapas, con más de un millón y medio; Veracruz, Yucatán, Estado de México y Puebla, con alrededor de 900 mil cada uno. Los estados de Hidalgo, Guerrero, Quintana Roo, San Luis Potosí y Tabasco, también cuentan con una numerosa población indígena. En la ciudad de México (CDMX) habitan 333 mil indígenas (Peña, 2005) que viven durante el día pidiendo limosna o realizando trabajos indignos y durante la noche duermen hacinados en pequeñas recámaras, lejos de su tierra, costumbre y familia, perdiendo su identidad cultural. El 27% de los 2443 municipios de México concentran el 40% de indígenas, la inmensa mayoría viviendo en condiciones muy precarias y con insalubridad, entre otras razones por la falta de agua y vivienda digna.

Por otra parte, el suministro de agua a cientos de CIM por métodos convencionales es un problema que aún no se ha resuelto (CONAGUA, 2009). El abasto de agua para uso doméstico y consumo humano con calidad (derecho básico de cualquier individuo) es aún una utopía en miles de CIM. Por esa razón en los siguientes apartados se presenta el diseño hidráulico de una alternativa económica para coadyuvar a resolver una parte de esta problemática y una ecuación para estimar la superfície de colección de agua de lluvia, considerando el cambio climático o variabilidad climática local o regional.

EL CALLD FLEXIBLE

El CALLD flexible es una alternativa para solucionar la problemática de suministro de agua potable a través de la colección de agua de lluvia (Mundo et al, 1998; Mundo & Oseguera, 2015). Éste es un depósito cilíndrico que se construye de malla electro-soldada (figura 1), recubierta de plástico flexible (PVC) grueso que puede almacenar hasta 10,000 litros de agua (se están realizando pruebas experimentales para almacenar volúmenes mayores). La tapa del CALLD flexible es circular, hecha de lámina galvanizada calibre 12. El sistema cuenta con una bajada hidráulica que recibe el agua de la canaleta que pende del techo de la casa con un sifón (antes de la descarga) para atrapar basura y solidos suspendidos. El agua se descarga del CALLDpara su uso doméstico a recipientes de dos maneras: utilizando una manguera (flexible) que opera como sifón o a través de una descarga de fondo por medio de un tubo con una válvula de control. Cabe destacar que en breve tiempo se iniciará las gestiones para el trámite de patente, modelo de utilidad o registro industrial.



Figura 1.- Colector de agua de lluvia domiciliario (flexible).

DISEÑO HIDRÁULICO

Para el diseño hidráulico del CALLD se utiliza la ecuación [1], denominada "conservación de masa" en su versión volumétrica. La notación diferencial de esta ecuación expresa que la tasa de cambio del volumen (V) del CALLD respecto al tiempo es igual a la tasa de cambio del caudal que ingresa en el tiempo *t*:

$$\frac{\mathrm{d}V}{\mathrm{d}t} = \frac{\mathrm{d}}{\mathrm{d}t} \mathrm{Q}t \quad [1]$$

Donde:

V = Volumen (m³) Q = Caudal (m³/s)t = Tiempo (s)

La ecuación 1 también se puede escribir como:

dV = Qdt [2]

Por lo tanto el volumen total del CALLD se obtiene integrando la ecuación 2:

$$\int dV = \int Q \, dt \quad [3]$$

Es decir:

 $V = Qt \quad [4]$

Sin embargo el volumen (V) de la ecuación [4] depende de la dotación diaria per cápita (D) en $m^3/hab/d$, del número de personas que forman la familia (H) y del tiempo de almacenamiento máximo (t_a) en días, es decir:

$$V = DHt_a$$
 [5]

Sustituyendo la ecuación [5] en [4]:

$$DHt_a = Qt [6]$$

Si el caudal Q que escurre por el techo de una casa en su versión cinética es:

$$Q = PA_c \quad [7]$$

Donde:

P = Precipitación media anual normalizada (m/a) $A_c = Área de colección en el techo de la casa (m²)$

Sustituyendo [7] en [6] y despejando A_c , se tiene el área necesaria del techo colector (casa habitación) para un tiempo (t_a) determinado:

$$A_{c} = \frac{DHt_{a}}{P} \quad [8]$$

La ecuación [8] es conocida en la literatura del tema con un factor arbitrario de 0.80 que considera una posibilidad del 20% de reducción de la precipitación (P) como se muestra a continuación:

$$A_{c} = \frac{DHt_{a}}{(P)(0.80)}$$
 [9]

Sin embargo, este factor es distinto en cada sitio de estudio y depende de la variabilidad climática o cambio climático de la zona, en este caso de la precipitación. Aquí es oportuno enunciar que el término "cambio climático" es usado actualmente de forma excesiva e irresponsable. No se puede hablar de efectos de cambio climático o variabilidad climática de una zona (como muchos estudios e investigaciones lo hacen) sin antes comprobar que dicho cambio o variabilidad existe. Esta comprobación se debe realizar con datos de las estaciones meteorológicas de la zona o región de estudio (no basta con una o dos) y debe ejecutarse los métodos que para el caso existen.

Por lo tanto, la variabilidad climática o cambio climático expuesto como "factor climático" en la ecuación [10] debe comprobarse mediante el análisis detallado de las series temporales de las estaciones meteorológicas insitu o cercanas a la zona de estudio. De acuerdo a la Organización Meteorológica Mundial (OMM), para zonas montañosas deben tenerse registros diarios mínimos de 50 años de P y para valles 30 años. De igual modo deben rellenarse los datos faltantes de acuerdo a los lineamientos planteados en la OMM (2011). También es indispensable verificar la homogeneidad de las estaciones meteorológicas utilizadas con el "Standar Normal Homogeneity Test" (SNHT), método de Von Neumann o método de Buishand. Posteriormente será necesario realizar el análisis de las anomalías de P y las tendencias de incremento o decremento de P en las series temporales, antes de afirmar que existe cambio climático en la zona bajo estudio, y finalmente estimar el valor de Fc de la ecuación 10, con la cual se estima el área mínima para la colección de agua de lluvia:

$$A_{c} = \frac{DHt_{a}}{(P)(F_{c})} [10]$$

Antes de usar la ecuación [10] deben tomarse en cuenta además las siguientes consideraciones: De acuerdo a las encuestas realizadas la dotación (D) promedio para la comunidades indígenas es de 30 l/hab/d, sin embargo la Organización Mundial de la Salud (OMS) sugiere una dotación entre 50 y 100 litros por habitante al día, con el fin de garantizar que se cubran las necesidades básicas y que no surjan amenazas para la salud. Tomando en cuenta esta sugerencia se recomienda una dotación entre 30 y 50 l/hab/d para dicha comunidad. Respecto al valor de H conviene decir que las familias indígenas son numerosas están formadas entre 5 y 10 personas por familia. El tiempo de almacenamiento (t_a) puede ser variable en cada región, se sugiere se tome como valor máximo de t_a lo que dura el estiaje. Respecto al valor de P se recomienda usar datos de precipitación media anual normalizada en m/a.

CONCLUSIONES

Se presentó el diseño hidráulico de colector de agua de lluvia flexible para suministrar agua potable a comunidades marginadas de México, a través de la colección de agua de lluvia a nivel domiciliario y una ecuación para estimar la superficie de colección con un factor de cambio climático o variabilidad climática (Fc). El Colector de Agua de Lluvia Domiciliario flexible se puede construir de forma cilíndrica utilizando malla electro-soldada, cuyo interior es forrado con plástico grueso de PVC flexible y puede almacenar hasta 10,000 litros. Para el diseño hidráulico se utilizó el principio de conservación de masa en su versión volumétrica. El objetivo de esta tecnología es proporcionar agua a comunidades marginadas del país con el fin de elevar su nivel de vida.

REFERENCIAS

CONAGUA. (2009). "Situación del subsector agua potable, alcantarillado y saneamiento 2009. Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento". *Coordinación General de Atención Institucional. Comunicación y Cultura del Agua de la Comisión Nacional del Agua.* México, D.F.

CONAGUA. (2016). "Estadísticas del agua en México". Comisión Nacional del Agua. México, D.F.

INEGI. (2000). "Censo general de población y vivienda 2000". Instituto Nacional de Estadística y Geografía e Informática (INEGI). http://inegi.com.mx.

INI. (1993). "Indicadores socioeconómicos de los pueblos indígenas de México, 1990". Subdirección de Investigación, Instituto Nacional Indigenista.

INI. (1999). "Información básica sobre los pueblos indígenas de México". Instituto Nacional Indigenista.

Mundo Molina, M., Ballinas, A.R., Martínez, A.P., Hernández, B.L., Ponce, M.M., Ferrer, P.R. (1998). "Colección de agua de lluvia: una alternativa para la dotación de pequeñas comunidades rurales menores de 500 habitantes". *Quinta Reunión Nacional sobre Sistemas de Captación de Agua de Lluvia*. Oaxaca, México. Mundo, M.M., Oseguera, L. (2015). "Casa sustentable y tecnologías apropiadas asociadas, para minimizar la pobreza elevar el nivel de vida de las comunidades indígenas y conservar el medio ambiente en México". *Espacio I+D Innovación y Desarrollo*. Vol. IV, Núm. 7.

Mundo-Molina, M. (2016). "SupplyingSystemforDrinkingWater to Small Rural Communitieswith Zero GreenhouseGasses: SixteenYears of Experiences in Mexico". *Journal of WaterResource and Protection*, 8, 1044-1052.

OMM. (2011). *Guía de prácticas climatológicas*. OMM No. 100. *Organización Meteorológica Mundial* (*OMM*). Ginebra, Suiza.

Peña, F. (2005). "La luchapor el agua. Reflexiones para México y América Latina". En P. Dávalos (Comp.), *Pueblosindígenas, estado y democracia* (pp. 217-238). Buenos Aires: CLACSO.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

ANÁLISE DE CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS E PARÂMETROS GEOMÉTRICOS DE ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS DE ESGOTO

Marília de Marco Brum, Daniela Guzzon Sanagiotto e Marcelo Giulian Marques

Instituto de Pesquisas Hidráulicas, IPH/UFRGS, Brasil mariliademarcobrum@gmail.com, dsanagiotto@ufrgs.br, mmarques@iph.ufrgs.br

RESUMO: Em muitas localidades, as condições topográficas não permitem que o efluente sanitário escoe por gravidade na rede coletora até uma estação de tratamento de esgoto ou local de destinação final. Para sanar este problema, são construídas estações elevatórias com o objetivo de bombear a água residuária até uma cota mais elevada. A energia elétrica consumida em estações elevatórias representam 90% da energia empregada no setor de saneamento. A busca pela eficiência hidráulica e energética é uma das maneiras de conter a expansão do consumo de energia em estações de recalque através do estabelecimento de parâmetros ótimos de dimensionamento. Este trabalho visa apresentar os resultados preliminares do efeito da vazão de bombeamento, do número de acionamentos da bomba, do diâmetro e do comprimento da tubulação de recalque nos tempos de funcionamento da bomba, na potência necessária e na energia consumida para duas elevatórias de esgoto hipotéticas. Através das vazões afluentes às estações elevatórias e de volumes arbitrados para o poço úmido, foi possível dimensionar as estações elevatórias e realizar as simulações propostas. Os resultados demostram que o menor consumo de energia é indicado nos maiores diâmetros e nas menores vazões de bombeamento, entretanto os tempos de operação da bomba se tornam mais elevados com o decréscimo dessa vazão. O esvaziamento do poço úmido é mais acelerado quando utilizadas maiores vazões, desse modo os tempos entre partidas da bomba se tornam menores e consequentemente há um aumento no número diário de acionamentos da bomba.

ABSTRACT: In many localities, topographic conditions do not allow the sanitary effluent flows by gravity in the collection network to a sewage treatment plant or final destination place. To remedy this problem, lifting stations are built in order to pump the wastewater to a higher elevation. The electric energy consumed in lifting stations represents 90% of the energy used in the sanitation sector. The search for hydraulic and energy efficiency is one of the ways to contain the expansion of energy consumption in booster stations by establishing optimum sizing parameters. The present work aims to present the preliminary results of the effect of the pump flow rate, the number of pump drives, the diameter and length of the settling pipe in the pump operating times, the power required and the energy consumed for two hypothetical sewage tanks. Through the inflows to the lifting stations and carry out the proposed simulations. The results demonstrate that the lower energy consumption is indicated in the larger diameters and the lower pumping rates. However, the pump operating times become higher as the flow decreases. The emptying of the humid well is more accelerated when larger flows are used. Thus the times between pump drives become smaller and consequently there is an increase in the daily number of pump drives.

PALAVRAS CHAVES: Estação Elevatória de Esgoto; Vazão de Bombeamento; Período de Operação

INTRODUÇÃO

A expansão acentuada do consumo de energia elétrica tem acarretado na busca por sistemas e tecnologias que visem o uso eficiente da eletricidade. Segundo Gomes e Carvalho (2012), o setor de saneamento é responsável por 3% do total de energia consumida no mundo. Se tratando do eixo de abastecimento de água e do eixo de esgotamento sanitário, os equipamentos eletromecânicos das estações elevatórias representam 90% do consumo total de energia.

A ineficiência energética ocasiona gastos desnecessários e está, geralmente, atrelada ao baixo rendimento dos equipamentos utilizados para o bombeamento, inexistência de planejamento e controle dos procedimentos operacionais e ausência de manutenção. O conhecimento sistematizado das tecnologias e sistemas de aproveitamento energético é fundamental para diminuir esta ineficiência e combater os excessos do consumo de energia nas estações elevatórias (Gomes, 2009).

Avaliar os elementos que interferem na demanda de energia é fundamental para o dimensionamento econômico das estações de recalque de esgoto. A verificação da correta vazão de bombeamento é um estudo imprescindível, pois a partir dela é que se estabelece o período médio de operação da bomba. Com base na vazão de bombeamento é que irá avaliar o diâmetro a ser utilizado na linha de recalque. O aumento na vazão de bombeamento ocasiona maiores perdas de carga e acréscimos na energia diária. Porém, quando o projetista espera obter menores tempos de operação das bombas nas estações elevatórias, as vazões mais elevadas são mais favoráveis.

Segundo Gomes (2010), no Brasil, é muito frequente a queima de bombas de estações elevatórias de esgoto sanitário em poucos anos de utilização. As principais causas do problema são a falta de manutenção e a inadequada vazão de bombeamento atrelada à incorreta intercalação de bombas.

O dimensionamento dos condutos do sistema de esgotamento deve ser realizado a partir dos limites de velocidade. A NBR 12208 (ABNT, 1992) informa que a velocidade do efluente na sucção deve estar entre 0,6 e 1,5 m/s e na linha de recalque entre 0,6 e 3,0 m/s. A partir do limite da velocidade na linha de recalque e da vazão de bombeamento é que é escolhido o diâmetro da tubulação de recalque.

A construção de estações elevatórias de esgoto sanitário requer a elaboração de estudos sobre as características do poço úmido como o seu formato e seu volume. Tais propriedades interferem no tempo de detenção do efluente dentro do poço e consequentemente no período diário de operação da bomba, no número de acionamentos e no consumo final de energia elétrica.

Algumas pesquisas já foram realizadas com o intuito de verificar a importância do volume útil do poço de sucção na redução do consumo de energia elétrica. Gomes (2010) comprovou em seu estudo que as bombas de estações elevatórias que possuem maiores poços de sucção apresentam menor tempo de funcionamento e menor número de partidas do motor. Entretanto, apesar do aumento do volume útil do poço úmido estar vinculado à economia de energia, Gomes afirma que o recurso utilizado pra construção de um poço de sucção de maior volume não apresenta um bom desempenho no que se refere a custo de energia elétrica levando em consideração o gasto construtivo do poço de sucção.

O tempo de detenção do esgoto sanitário dentro do poço úmido, segundo a NBR 12208 (ABNT, 1992), deve ser o menor possível. A norma técnica não informa um limite mínimo para o tempo de permanência do efluente, recomenda apenas que o tempo máximo não deve ser superior a 30 minutos. Além disso, a norma aborda que eventuais folgas nas dimensões do poço de sucção devem ser eliminadas. Deste modo, utilizar menores volumes para o poço úmido aparenta ser a melhor solução. Por outro lado, a utilização de menores volumes para o poço úmido resulta em tempos de ciclo menores, que são os tempos entre acionamentos do motor, dado pelo somatório dos tempos de enchimento e esvaziamento. Este parâmetro é importante porque durante a partida do motor da bomba é gerada uma determinada quantidade de calor, que deve ser dissipada. Um número excessivo de partidas poderá levar o motor a um superaquecimento (Gomes, 2010).

O presente trabalho tem o objetivo de verificar a influência das características da tubulação

de recalque (diâmetro e comprimento), juntamente com o tempo de funcionamento e o número de acionamentos dos conjuntos motor e bomba, na potência e no consumo final de energia elétrica em elevatórias de esgoto. Para isso, são avaliadas diferentes vazões de bombeamento para duas estações elevatórias hipotéticas com vazões afluentes médias de 8,14 e de 472,6 L/s.

METODOLOGIA

A metodologia foi dividida em três etapas. A primeira delas corresponde à descrição das configurações que são analisadas, apresentando os dados iniciais para o dimensionamento de duas estações elevatórias. A segunda etapa caracteriza-se pela explicação dos elementos utilizados para o delineamento dos sistemas elevatórios. Por fim, na terceira etapa é desenvolvida a metodologia para análise dos dados.

Descrição das situações analisadas

Para a realização do estudo, foram selecionadas duas configurações fictícias para o uso de estações elevatórias de esgoto sanitário. No primeiro caso, a estação elevatória deve receber pequenas vazões de esgoto e no segundo caso de projeto, os cálculos da estação elevatória consideraram elevadas vazões de esgoto. As duas simulações foram realizadas com o objetivo de observar o efeito do aumento de volume do poço úmido e da vazão de bombeamento.

A estação elevatória do primeiro caso foi avaliada para um período de 20 anos de plano a qual atende uma população de cerca de 5600 pessoas no ano inicial e 7300 pessoas no ano final de plano. Foram consideradas diferentes vazões afluentes à estação de recalque, considerando uma determinada taxa de crescimento.

A partir de uma distribuição horária da vazão afluente foi possível simular a vazão média de cada hora do dia para todos os 20 anos. Neste estudo foram analisados os cenários do primeiro e do último ano do plano. A Figura 1 mostra a distribuição média horária destes dois cenários: ano 1 e ano 20.



Figura 1.- Hidrograma de vazões do esgoto para a configuração 1

A estação elevatória do segundo caso foi analisada para um único ano, considerando uma população de 175000 habitantes. A vazão média de esgoto sanitário ao longo de um dia foi calculada e multiplicada por coeficientes que representam a distribuição horária da vazão afluente, desse modo foi possível simular a vazão média de cada hora do dia, do mesmo modo que foi calculada a estação elevatória do primeiro caso. A vazão média de esgoto sanitário, juntamente com os coeficientes de variação horária da vazão afluente para esta estação de recalque foram retirados do estudo realizado por Gomes (2010).

Os valores de vazão afluente em cada hora do dia da 2ª estação elevatória de esgoto estão representados na Figura 2.



Figura 2.- Hidrograma de vazões do esgoto para a configuração 2

Definição das características do sistema elevatório

O poço úmido é o compartimento destinado a receber e acumular esgotos durante um período de tempo. O volume útil é o volume entre os níveis máximo e mínimo de operação da bomba. Para o dimensionamento dos volumes úteis dos poços úmidos das estações elevatórias foi utilizada a seguinte equação:

$$V_u = A * h \tag{1}$$

Em que V_u é o volume útil do poço úmido; A é a área do poço úmido e h é a altura útil entre os níveis máximo e mínimo. Para a 1^a estação elevatória, o valor do diâmetro do poço úmido para o cálculo da área foi arbitrado em 2,0 m. O valor da altura útil entre os níveis máximo e mínimo foi arbitrado em 1,5 m. Essas dimensões foram obtidas considerando o tempo de detenção máximo recomendado na NBR 12208, que é igual a 30 minutos.

Para a 2^a estação elevatória, foram testados dois volumes para o poço úmido com o objetivo de verificar qual volume apresenta o melhor resultado. O valor do diâmetro para o cálculo da área foi arbitrado em 8,50 m e a altura útil entre os níveis máximo e mínimo foi arbitrada em 2,5 m para o primeiro teste do volume e em 5 m para o segundo teste.

Através do volume útil foi possível calcular o tempo de detenção $(t_{máx})$ do efluente dentro do poço úmido. O tempo de detenção se refere ao período em que a bomba não opera, ou seja, o período de enchimento do poço úmido. Este valor pode ser calculado através da seguinte relação:

$$t_{max} = \frac{V_u}{Q_{aflu}}$$
[2]

Onde Q_{aflu} é a vazão afluente, que é variável ao longo do dia. Para calcular o período de operação da bomba é necessário avaliar o tempo de descida ou esvaziamento do poço úmido - tempo de funcionamento da bomba (t_d) que pode ser calculado através da seguinte fórmula:

$$t_d = \frac{V_u}{(Q_b - Q_{aflu})}$$
[3]

Com o objetivo de avaliar a influência da vazão de bombeamento (Q_b) no período diário de operação da bomba, foram testadas diferentes vazões para cada uma das configurações das estações

elevatórias. As vazões consideradas para a 1^a estação elevatória foram de 14, 16, 17 e 18 L/s. Estes valores foram arbitrados levando em consideração a máxima vazão afluente à estação de recalque no último ano do plano, e representam vazões entre 1,15 e 1,50 da vazão máxima afluente no período final.

Para a segunda estação elevatória, as vazões consideradas foram de 650, 700, 800 e 850 L/s. Estes valores também foram arbitrados levando em consideração a máxima vazão afluente e representam vazões entre 1,15 e 1,50 da vazão máxima afluente. O número de acionamentos diário da bomba também foi investigado para cada vazão de bombeamento nas duas estações de recalque de esgoto estudadas.

A altura manométrica total (H_m) pode ser calculada através da soma entre a altura geométrica e a perda de carga total. Para as estações elevatórias em estudo, foi considerado um desnível geométrico de 20 m. A perda de carga linear pode ser calculada através da equação de Hazen-Williams:

$$\Delta h_L = \frac{10,65*Q_b^{1,852}}{C^{1,852}*D^{4,87}} * L$$
[4]

Considerando que o material da tubulação de recalque é de ferro fundido, o coeficiente de rugosidade (C) é 130. Tentando obter o menor consumo de energia, foi modificado o diâmetro (D) da tubulação de recalque, sendo avaliados os valores de 100 e 150 mm para a 1^a estação elevatória, e de 600, 700 e 800 mm para a 2^a estação elevatória, que correspondem a diâmetros compatíveis as velocidades recomendadas na NBR 12208.

O comprimento da tubulação (L) também foi modificado para verificar o incremento na potência e na energia quando a rede tem seu comprimento alterado. Foram considerados os comprimentos de recalque de 50, 100, 200, 500, 1000, 1500 e 2000 m. As variações no comprimento da tubulação foram analisadas apenas para a estação elevatória do primeiro caso. O comprimento da tubulação de recalque da estação elevatória do segundo caso foi fixado em 100 m para a realização do estudo.

A perda de carga localizada foi calculada através da seguinte equação:

$$\Delta h_S = K * \frac{V^2}{2*g} \tag{5}$$

Os valores da velocidade (V) variaram à medida que as vazões de bombeamento e os diâmetros da tubulação de recalque foram modificados. O coeficiente de singularidade (K) foi determinado em função de diferentes acessórios existentes na tubulação de recalque, como registros, ventosas, mudanças de direção, etc. O valor de K sofreu modificações conforme foi alterado o comprimento da tubulação (L) e o número de acessórios presentes.

Para o cálculo da potência hidráulica foi utilizada a seguinte equação:

$$P = \frac{\gamma * Q_b * H_m}{\eta} \tag{6}$$

Onde P é a potência em W, γ é o peso específico (que foi considerado igual ao da água), Q_b é a vazão de bombeamento, H_m é a altura manométrica e η o rendimento do conjunto motor bomba.

O rendimento do grupo motor bomba (η) para as duas estações elevatórias foi considerado como um valor de referência de 70 %, já que este estudo não contemplou a seleção da bomba. Calculada a potência e o período diário de funcionamento da bomba, foi possível determinar o consumo diário de energia elétrica. Não foram realizados estudos no sentido de otimizar os períodos de funcionamento, observando os períodos de ponta, onde a energia é mais cara, visto que o período de detenção máximo de 30 minutos impede esse tipo de análise. Também não foi analisada a forma

da partida do conjunto motor bomba, apenas o número de partidas e o intervalo entre elas.

O Quadro 1 apresenta um resumo das principais características das duas configurações testadas.

		Configuração 1	Configuração 2
	Qafluméd (L/s)	8,14	472,6
	Qaflumáx (L/s)	12,11	562,4
Qb simuladas (L/s)		14; 16; 17 e 18	650; 700; 800 e 850
Poço úmido	Diâmetro (m)	2	8,5
	Altura útil entre os níveis (m)	1,5	2,5 e 5
Desnível geométrico (m)		20	20
Diâi	netros avaliados (mm)	100 e 150	600; 700 e 800

Quadro 1.- Resumo das características das duas configurações dos sistemas elevatórios

Metodologia de análise dos dados

Para a 1^a estação elevatória, os valores encontrados para a energia consumida a partir da variação dos diâmetros em 100 e 150 mm foram comparados com o fim de averiguar se o aumento do diâmetro proporciona economia energética.

Para cada vazão de bombeamento, foi verificada a energia consumida juntamente com o tempo de operação da bomba. Estes resultados foram confrontados e analisados com o objetivo de determinar a condição mais vantajosa economicamente para a estação elevatória.

Os incrementos na energia a partir da extensão do comprimento da tubulação de recalque foram plotados em um gráfico para melhor percepção dos resultados.

Para a 2^a estação elevatória, as vazões de bombeamento de 700 e 800 L/s foram empregadas para a análise da importância do correto dimensionamento do volume útil do poço de sucção. Como forma de avaliação, foi calculado o tempo mínimo entre os acionamentos da bomba, o número de acionamentos e a energia consumida para dois volumes diferentes do poço úmido. Os resultados dos dois volumes foram comparados e o volume mais econômico foi utilizado para compor o estudo da variação do diâmetro e da vazão de bombeamento.

A metodologia utilizada para reconhecer qual o diâmetro e qual a vazão de bombeamento que deve ser utilizada para proporcionar maior eficiência energética à 2ª estação elevatória foi a mesma utilizada no primeiro estudo de caso.

RESULTADOS

Os resultados são apresentados individualmente para cada uma das configurações testadas.

Configuração 1 - menores vazões afluentes:

Nas Tabelas 1 e 2 são apresentados os resultados de potência, energia consumida, tempo de funcionamento diário e número de acionamentos da bomba, para as quatro vazões de bombeamento testadas, com dois diâmetros alternativos e um único comprimento de recalque, para o 1° ano e o 20° ano de operação, respectivamente.

	Ano 1									
Q (L/s)	Dr (mm)	V (m/s)	L (m)	K	P (kW)	E (kWh/dia)	Tempo de Funcionamento no Dia (h)	Nº de Acionamentos da Bomba por Dia	Tempo Mínimo entre Acionamentos da Bomba (min)	
14	100	1,53	100	20	4,96	52,73	10,63	58	22,50	
14	150	0,70	100	20	4,17	44,33	10,63	58	22,50	
16	100	1,75	100	20	5,99	56,01	9,34	65	19,64	
16	150	0,80	100	20	4,83	45,10	9,34	65	19,64	
17	100	1,86	100	20	6,56	57,47	8,77	68	18,49	
17	150	0,85	100	20	5,16	45,25	8,77	68	18,49	
18	100	1,96	100	20	7,15	58,94	8,24	71	17,45	
18	150	0,90	100	20	5,50	45,36	8,24	71	17,45	

Tabela 1.- Resultados obtidos para o 1º Ano variando vazão e diâmetro para a elevatória da configuração 1

Tabela 2.- Resultados obtidos para o 20º Ano variando vazão e diâmetro para a elevatória da configuração 1

	A110 20									
Q (L/s)	Dr (mm)	V (m/s)	L (m)	K	P (kW)	E (kWh/dia)	Tempo de Funcionamento no Dia (h)	Nº de Acionamentos da Bomba por Dia	Tempo Mínimo entre Acionamentos da Bomba (min)	
14	100	1,53	100	20	4,96	68,98	13,90	54	22,45	
14	150	0,70	100	20	4,17	58,00	13,90	54	22,45	
16	100	1,75	100	20	5,99	72,86	12,16	66	19,65	
16	150	0,80	100	20	4,83	58,67	12,16	66	19,65	
17	100	1,86	100	20	6,56	75,02	11,44	71	18,48	
17	150	0,85	100	20	5,16	59,07	11,44	71	18,48	
18	100	1,96	100	20	7,15	77,22	10,80	75	17,49	
18	150	0,90	100	20	5,50	59,43	10,80	75	17,49	

Os resultados encontrados demonstram, como esperado, que o diâmetro de 150 mm apresenta menor consumo de energia do que o diâmetro de 100 mm, para uma mesma vazão, já que a potência necessária é menor. A menor vazão de bombeamento (14 L/s) corresponde a menor potência, no entanto os tempos de operação são maiores. Na análise da energia diária consumida, se verifica que as menores vazões de bombeamento, para um mesmo diâmetro, correspondem as situações mais favoráveis. Um aumento na vazão de bombeamento de 1,15Q_{aflumáx} para 1,50Q_{aflumáx} resultou em incrementos de energia diária consumida entre 2,3% e 11,9%, enquanto o tempo de bombeamento reduz em cerca de 22%. Para o maior diâmetro de recalque selecionado, as variações da energia foram menos pronunciadas. O tempo mínimo entre duas partidas consecutivas da bomba reflete na quantidade de vezes que a mesma é acionada durante o dia. Maiores vazões de bombeamento possuem menores tempos entre partidas e consequentemente o número diário de acionamentos da bomba para estas vazões é maior.

Conforme o comprimento da tubulação de recalque é alterado, a energia consumida também sofre modificações. Os resultados das variações da energia são apresentados na Figura 3, tanto para o primeiro, como para o último ano do plano. Pode-se observar que, para os casos simulados, o efeito o consumo de energia começa a ser significativo com o aumento da vazão quando a relação entre o comprimento e o desnível geométrico é acima de 10 (L/Hg≥10). Na situação ensaiada, isto pode ser observado em comprimentos da tubulação de recalque superiores a 200 m.



Figura 3.- Energia diária para as diferentes vazões de bombeamento a partir da relação entre o comprimento da tubulação de recalque e o desnível geométrico para a configuração 1

Considerando o comprimento de recalque de 50 m, os resultados mostram que o aumento desse comprimento em 2, 4, 10, 20, 30 e 40 vezes, implicam em valores de energia diária consumida 0,9; 2,6; 8,3; 17,3; 26,4 e 35,5% superiores, respectivamente para a vazão de 14 L/s. Para a vazão de 16 L/s os resultados encontrados foram 1,1; 3,3; 10,5; 22; 33,5 e 45% superiores à energia consumida com o comprimento de 50 m. A vazão de 17 L/s teve sua energia acrescida em cerca de 1,2; 3,7; 11,7; 24,5; 37,3 e 50% considerando a tubulação de recalque de 50 m. O incremento na energia diária consumida para a vazão de 18 L/s foi de 1,4; 4,1; 12,9; 27; 41,3 e 55,3%.

Configuração 2 - maiores vazões afluentes:

Para o dimensionamento da 2^a estação elevatória foram considerados dois volumes: 141,9 m³ e 283,7 m³. O segundo volume (283,7 m³) foi retirado do estudo efetuado por Gomes (2010). Esta análise foi realizada com o objetivo de verificar a importância do volume útil do poço de sucção na redução do consumo de energia elétrica. Na Tabela 3 são apresentados os resultados de potência, energia consumida, tempo de funcionamento diário e número de acionamentos da bomba, para os dois volumes analisados, considerando as vazões de bombeamento de 700 e 800 L/s.

Q (L/s)	Volume (m ³)	Dr (mm)	V (m/s)	L (m)	K	P (kW)	E (kWh/dia)	Tempo de Funcionamento no Dia (h)	Nº de Acionamentos da Bomba por Dia	Tempo Mínimo entre Acionamentos da Bomba (min)
700	141,86	600	2,32	100	20	261,83	3899,61	14,89	91	13,55
700	283,73	600	2,32	100	20	261,83	3886,86	14,85	45	27,10
800	141,86	600	2,65	100	20	320,66	4175,97	13,02	113	11,82
800	283,73	600	2,65	100	20	320,66	4172,98	13,01	56	23,65

Tabela 3.- Resultados obtidos para os dois volumes testados para a elevatória da configuração 2

Como pode ser analisado na Tabela acima, os resultados obtidos demostram que a variação do volume do poço úmido altera a energia elétrica consumida e o número de acionamentos da bomba. O volume menor apresenta um pequeno acréscimo na energia consumida e o número de acionamentos da bomba aumenta em cerca de 100% em relação ao poço de maior volume. A diferença entre os tempos mínimos entre duas partidas consecutivas da bomba é bem pronunciada conforme o volume do poço é alterado. Do mesmo modo que o número de acionamentos, o tempo mínimo entre partidas da bomba aumenta em cerca de 100% do menor para o maior volume.

Como a variação da energia consumida, considerando os dois volumes do poço úmido, é baixa, as análises da variação da vazão de bombeamento e do diâmetro foram efetuadas a partir do menor volume: 141,9 m³, que representa a alternativa claramente mais econômica. Na Tabela 4 são apresentados os resultados de potência, energia consumida, tempo de funcionamento diário e número de acionamentos da bomba, para as quatro vazões de bombeamento testadas, com três diâmetros alternativos e um comprimento de recalque.

Q (L/s)	Dr (mm)	V (m/s)	L (m)	К	P (kW)	E (kWh/dia)	Tempo de Funcionamento no Dia (h)	Nº de Acionamentos da Bomba por Dia	Tempo Mínimo entre Acionamentos da Bomba (min)
650	600	2,16	100	20	235,28	3788,88	16,10	78	14,55
650	700	1,59	100	20	212,34	3419,50	16,10	78	14,55
650	800	1,22	100	20	201,18	3239,84	16,10	78	14,55
700	600	2,32	100	20	261,83	3899,61	14,89	91	13,55
700	700	1,71	100	20	233,22	3473,52	14,89	91	13,55
700	800	1,31	100	20	219,30	3266,25	14,89	91	13,55
800	600	2,65	100	20	320,66	4175,97	13,02	113	11,82
800	700	1,96	100	20	278,06	3621,19	13,02	113	11,82
800	800	1,50	100	20	257,33	3351,26	13,02	113	11,82
850	600	2,82	100	20	353,20	4324,32	12,24	121	11,15
850	700	2,08	100	20	302,16	3699,44	12,24	121	11,15
850	800	1,59	100	20	277,33	3395,35	12,24	121	11,15

Tabela 4.- Resultados obtidos variando vazão e diâmetro para a elevatória da configuração 2, com volume do poço constante igual a 141,9 m³

Os resultados encontrados demonstram, da mesma forma que na 1^a Estação Elevatória, que o diâmetro maior (800 mm) apresenta menor consumo de energia do que o diâmetro menor (600 mm), para uma mesma vazão, já que a potência necessária é menor. A menor vazão de bombeamento (650 L/s) corresponde a menor potência, no entanto os tempos de operação são maiores. Na análise da energia diária consumida, se verifica que as menores vazões de bombeamento, para um mesmo diâmetro, correspondem as situações mais favoráveis. Um aumento na vazão de bombeamento de aproximadamente 1,15 $Q_{aflumáx}$ para 1,50 $Q_{aflumáx}$ resultou em incrementos de energia diária consumida entre 2,9% e 14,1%, enquanto o tempo de bombeamento reduz em cerca de 24%.

DISCUSSÃO E CONCLUSÕES

A análise dos resultados obtidos para as duas configurações testadas permite que sejam, quando comparadas, verificados alguns comportamentos comuns, embora se tratem de duas situações bastante diversas quanto a magnitude das descargas envolvidas.

A análise do diâmetro utilizado na tubulação de recalque conduziu a menores consumos de energia associados aos maiores diâmetros. Como não foi realizada uma análise dos custos da instalação, não podem ser apontados diâmetros ideais com vistas a menores custos globais. Sendo a análise focada no consumo energético, a indicação recai sobre os maiores diâmetros, que representam para uma determinada vazão e comprimento de tubulação os menores custos com a energia.

A análise do comprimento da tubulação não é um item que poderia ser otimizado em um estudo de eficiência energética, já que depende do local de instalação da elevatória e ponto de encaminhamento dos efluentes. No entanto, a análise dos vários comprimentos permite estabelecer uma sensibilidade sobre o efeito desta grandeza no consumo de energia. Para a condução de uma mesma vazão afluente, variações no comprimento de recalque de 40 vezes resultaram no aumento

da energia consumida em até 55%.

Para a definição da vazão de bombeamento, parte-se do princípio que esta deve ser superior a máxima vazão que ocorre durante o período de pico diário, para que neste momento seja ainda possível o esvaziamento do poço úmido e o atendimento do requisito do tempo de detenção máximo de 30 minutos. Foram testadas vazões de bombeamento entre $1,15Q_{aflumáx}$ e $1,50Q_{aflumáx}$. Para as maiores vazões de bombeamento o processo de esvaziamento é mais rápido, a bomba funciona por menores períodos, porém há um aumento no número de acionamentos e o tempo entre acionamentos se torna mais curto. Comparando o desempenho dos sistemas com as vazões de bombeamento de $1,15Q_{aflumáx}$ e $1,50Q_{aflumáx}$, tem-se que para a maior vazão o tempo de bombeamento diário e o tempo mínimo entre acionamentos reduzem cerca de 24%, há um aumento de aproximadamente 55% do número de acionamentos diário e a energia consumida aumenta entre 3% e 14%.

A análise no volume do poço úmido, para os casos testados, indicou que há pouca influência na energia consumida pela variação deste volume. No entanto, com a redução do volume do poço úmido, há um aumento no número de acionamentos diário e redução entre tempos de partida. Para as análises realizadas, diminuindo o volume pela metade, tem-se uma redução na mesma proporção nos tempos entre partidas e duplicação do número de acionamentos diários, consequentemente. O tempo de operação diário não se altera de forma significativa com a variação do volume do poço úmido, considerando uma mesma vazão de bombeamento.

As avaliações realizadas neste trabalho, indicaram que independente da magnitude da estação elevatória em questão, tem-se um mesmo padrão de impactos em termos de energia consumida, números de acionamentos e tempos entre partidas para elevatórias de esgotamento sanitário, considerando alterações nas vazões de bombeamento, no comprimento da tubulação de recalque e no volume do poço úmido.

Ressalta-se que estes resultados são preliminares e que, em próximos estudos, devem ser considerados outros diâmetros, outras curvas de demanda, assim como a inclusão dos custos de implantação e de manutenção, além dos custos de energia, para que as conclusões possam apontar alternativas economicamente mais eficientes, não somente sob o ponto de vista energético. Também se recomenda que investigações considerando o tempo mínimo entre partidas sejam realizadas, buscando informações junto aos fabricantes dos conjuntos motor bomba.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio financeiro parcial da CAPES – Brasil, do CNPq e da Propesq/UFRGS.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12208: Projeto de Estações Elevatórias de Esgoto Sanitário. Rio de Janeiro, 1992.

Gomes, D. M. (2010). Importância do Volume Útil do Poço de Sucção na Redução do Consumo de Energia Elétrica em Estação Elevatória de Esgoto. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Pará. Belém (PA), p. 182.

Gomes, H. P. (2009). Sistemas de Bombeamento: Eficiência Energética. João Pessoa: Editora Universitária-UFPB, 2009.

Gomes, H. P.; Carvalho, P. S. O. (2012). *Manual de Sistemas de Bombeamento: Eficiência Energética*. João Pessoa: Editora Universitária-UFPB, 2012.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBREDE 2018

REDUCCIÓN DE PÉRDIDAS DE AGUA EN UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE MEDIANTE LA LOCALIZACIÓN ÓPTIMA DE BOMBAS UTILIZADAS COMO TURBINAS (BUTU)

¹Juan Miguel Garcia y² Camilo Salcedo

¹Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes ²Profesor Instructor, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes Carrera 1 No. 18A-12, Bogotá, Colombia. jm.garcia2744@uniandes.edu.co, ca.salcedo959@uniandes.edu.co

RESUMEN:

En las redes de distribución de agua potable (RDAPs), uno de los principales problemas operativos ha sido el caudal de fugas generado por fracturas u orificios en las tuberías y por fallas en las uniones que están estrictamente relacionados con altas presiones en estas redes. Por esta razón, muchas de las investigaciones han enfocado su atención en el uso de válvulas reductoras de presión y en su ubicación óptima dentro de la red, intentando reducir la cantidad de fugas y mejorando el desempeño de las redes en cuanto a su eficiencia. Actualmente, debido a la importancia de la sostenibilidad y a la necesidad de usar eficientemente los recursos, se necesitan estrategias para mejorar la eficiencia de las RDAPs, siendo este el enfoque principal de esta investigación, en donde se utilizará un algoritmo metaheurístico multiobjetivo con el fin de encontrar la localización óptima de diferentes bombas utilizadas como turbinas (BUTUs), buscando validar que es una de las alternativas con mayor efectividadeconómica hasta ahora. De esta forma, se usará el algoritmo SPEA2 (Strength Pareto Evolutionary Algorithm 2) en la modelación, ubicando en principio aleatoriamente las BUTUs, con una respectiva curva de pérdidas de energía que permite modelar su comportamiento y las funciones objetivo utilizadas para encontrar el mejor arreglo de turbinas dentro de la red que permita minimizar los costos por fugas y maximizar los beneficios económicos por la energía producida.

ABSTRACT:

In water distribution systems, one of the main problems has been the leakage generated by pipe breakages or joint failures that are strictly related to high pressures on the networks. For that reason, many investigations have concentrate their attention on the use of pressure reduction valves and their optimal location, trying to reduce the leakage and improving the performance of the network. But nowadays, due to importance of the sustainability and the efficient use of the resources, we need to find strategies to improve the water distribution system efficiency. Because of this, in this paper a metaheuristic algorithm is proposed to find the optimal locations of different kind of pumps as turbines (PATs) proving that it is the most cost-effective alternatives until now, minimizing the water losses, maximizing the energy efficiency of the system and increasing its flexibility. Therefore, using the SPEA2 algorithm, modeling each PAT with their corresponding head loss curves and 2 objective functions, and it is found the best array of PATs that minimize the costs of leakages and maximize energy produced

PALABRAS CLAVES: RAPs, BUTUs, SPEA2, Eficiencia energética, Fugas.

INTRODUCCIÓN

El buen manejo y eficiencia operativa de las redes de distribución de agua potable es de gran importancia, debido a la alta demanda de energía que representa y al bajo desempeño que demuestra, debido principalmente a las altas pérdidas de agua y los altos costos de bombeo (Fecarotta, 2017). Este bajo desempeño de la red de distribución se encuentra directamente relacionado con las altas presiones en algunos puntos dentro de la red, que producen fracturas y fallas en las uniones de las tuberías, generando fugas de agua que incrementan la cantidad de agua que debe ser bombeada y de esta manera disminuyen la eficiencia del sistema, elevando los costos del agua. A partir de algunas investigaciones previas, se ha analizado que, para Estados Unidos, el costo de la cantidad de energía necesaria para la distribución de agua puede ser cercana a los 4 billones de dólares por año (Ziberman, 2008). De esta manera se puede demostrar la gran importancia económica de la minimización de fugas y de la necesidad de mejorar la eficiencia energética, ya que, sumado al agua que se pierde, se incluyen gastos en el mantenimiento de las tuberías, carreteras y construcciones afectadas por los asentamientos del suelo debido a sus cambios excesivos de humedad.

Actualmente, la mayoría de investigaciones se enfocan en la correcta instalación y ubicación de válvulas para el control o reducción de la presión (Fecarotta, 2014), buscando optimizar el número de válvulas requeridas dentro de la red para minimizar la cantidad de fugas de agua, intentando obtener los más bajos costos de inversión en válvulas(Giugni, 2014). La principal forma de controlar las altas presiones en la literatura es mediante válvulas reductoras de presión, que tienen como objetivo disipar la energía disponible del sistemamediante perdidas de energía y así reducir las altas presiones en los diferentes puntos encontrados dentro de la red. Sin embargo, la energía que es disipada se pierde, estando en contra de los principios modernos de sostenibilidad y uso racional de los recursos naturales, siendo primordial para el desarrollo sostenible de cualquier ciudad (Lima, 2017)

Considerando los aspectos anteriormente mencionados, es coherente buscar formas más eficientes de reducir las fugas de agua y mejorar la eficiencia de las RDAPs de manera simultánea. Para esto, se ha analizado que la energía hidráulica pérdida en las válvulas puede ser transformada en energía eléctrica a través de turbinas localizadas de manera inteligente en la RDAP. Sin embargo, el costo de implementación de las turbinas es bastante alto y el retorno de la inversión se demoraría más en ser alcanzado por una Empresa de Servicios Públicos, por lo cual se emplean las bombas utilizadas como turbinas (BUTUs).Estas bombas, al ser colocadas a trabajar de manera inversa, son capaces de generar energía a partir del paso del flujo de agua con un caudal y una altura determinada. En términos económicos, se tiene un costo inicial de inversión de una relación 10 a 1 en comparación con la turbina, y hace que sea una propuesta mucho más atractiva y con muchas otras ventajas respecto a las turbinas y válvulas. Dentro de las ventajas de estas BUTUs, se encuentra una instalación sencilla, una alta durabilidad, buenas eficiencias y una mayor oferta a nivel industrial. De esta manera, se genera un mayor atractivo para su implementación en RDAPs, buscando disminuir las fugas e incrementar la eficiencia del sistema.

Finalmente, después de encontrar una buena alternativa para la reducción de las pérdidas de agua en la red y comprender sus beneficios en favor de los RDAPs, queda un aspecto más por resolver, que corresponde a la ubicación, número de turbinas y tipo de turbina adecuada para maximizar la energía generada y minimizar los costos por fugas de agua. Para esto, se decidió usar el algoritmo genético multiobjetivo SPEA2, que después de compararlo y analizar su comportamiento frente a diferentes problemas de optimización, además de algunas ventajas en cuanto a su programación en MATLAB, fue elegido el algoritmo que a cumplir los objetivos de esta investigación.

METODOLOGIA

1. Comparación y selección del algoritmo multiobjetivo

Los algoritmos genéticos son métodos de búsqueda robustos que buscan reproducir matemáticamente el mecanismo natural de selección genética, relacionado con los procesos biológicos de supervivencia y adaptación que se presentan en la naturaleza(Andaluz). Se utilizan operadores de selección, mutación y cruce, que permiten modificar una población de individuos y llegar a soluciones para un problema determinado, mediante la evaluación de cada individuo en una función objetivo definida según el problema, para que,a través de los resultados de cada uno de estos, puedan ser clasificados, seleccionados y descartados según su desempeño relativo a su generación. Posterior a esto, la población es sometida a procesos de mutación y de cruce que pretenden ampliar la variabilidad entre individuos y obtener así unos nuevos que puedan desempeñarse mejor dentro de las funciones objetivo.Una vez realizado esto, generación tras generación dependerá de varios factores, cómo lo es el tipo de algoritmo utilizado, los operadores de selección, mutación y cruce que, dependiendo del problema, pueden tener ciertas limitaciones en cuanto al tiempo de convergencia, la dispersión de los individuos y la cantidad de generaciones que pueda requerir para llegar a la mejor solución.

Dentro de los algoritmos que fueron evaluados, se encuentran el NSGAII, SPEA2 y MOPSO, ya que son los algoritmos más usados en diferentes investigaciones, sobre todo en artículos relacionados con RDAPs. De igual manera, se evidenció también que en diferentes investigaciones en donde comparan distintos algoritmos de optimización, los considerados previamente son los que han obtenido los mejores resultados la mayoría de las veces. En la Tabla 1 se puede evidenciar una comparación que fue hecha entre 7 algoritmos, en donde se encuentran los 3 algoritmos objetivo de nuestra investigación. Esta comparación se realizó al evaluar cada uno de los algoritmos en 5 diferentes índices. Estos índices tienen como objetivo, evaluar las dispersión y compacidad de los individuos durante su modelación. Midiendo la distancia entre grupos de individuos y la distancia de cada individuo al centroide de su grupo(Ruiz, 2017).

Al analizar los resultados, se puede ver como el SPEA2 fue el que obtuvo mejores resultados en cada uno de estos índices, siendo el que obtuvo la mejor puntación de todos, seguido por el NSGA-II para y finalmente el MOPSO, dentro de nuestra comparativa. Sirviendo como referencia para evaluar su desempeño y ayudarnos a elegir el algoritmo para esté problema de estudio.

Algoritmo	Índice Dunn	Índice Davies-Bouldin	Índice Silhouette	Índice Ray-Turi	Puntuación
Original	2.0192823178 (4)	0.5445844322 (4)	-0.0109413929 (5)	32.6805084335 (4)	17 (4)
K-medoides	0.7065215263 (7)	0.8577549283 (7)	-0.0103002798 (4)	543.563043941 (7)	25 (7)
NSGA-II	2.05999664(2)	0.5512475655(5)	-0.004844597 (3)	30.4001419001 (2)	12 (3)
SPEA2	2.3113089641(1)	0.4861348571 (1)	-0.0014582096(1)	29.4660920464(1)	4 (1)
IBEA	1.8927187918 (5)	0.5558499565 (6)	-0.0115946661 (6)	33.363824596(5)	22 (6)
GDE3	2.0525216734 (3)	0.5273381348 (2)	-0.0015063258 (2)	30.4161907873 (3)	10 (2)
OMOPSO	1.8377263415 (6)	0.5440234928 (3)	-0.0128039837 (7)	33.4286996056 (6)	22 (5)

Tabla 1. Comparativa de diferentes algoritmos, bajo diferentes índices. (Ruiz, 2017)

Al igual que en la tabla anterior, hay muchos otros análisis comparativos que resaltan el muy buen funcionamiento del SPEA2 y el NSGA-II (Junior, 2017), siendo los más utilizados en temas relacionados con RDAPs. Finalmente, el factor determinante en la selección del algoritmo de optimización a utilizar en esta investigación entre el SPEA2 y el NSGA-II fue la ventaja contar con un código en MATLAB de fácil comprensión e implementación a nuestro problema (Yarpiz).

2. Selección y modelación de las turbinas.

Las BUTUs son bombas centrífugas que son usadas en sentido contrario y cumplen la función de turbinas. A nivel mundial sigue siendo bastante inusual su aplicación y requiere de un análisis preciso que garantice la elección óptima, teniendo en cuenta las variaciones en los patrones de demanda, durante el día o temporadas debido a que pueden ser afectados por cambios climáticos, políticos o incluso sociales y afectar el funcionamiento de estas bombas, generando contraflujo y un servicio inadecuado(Nicola Fontana, 2012). Considerando que el rango en el que funcionan las BUTUs es menor que al de una turbina convencional, se debe ser bastante cuidadoso y acertado en el momento de seleccionar la BUTU que es más adecuada según las condiciones que se presenten dentro de la red.Este último corresponde a uno de los principales obstáculos a la hora de la implementación de estos elementos en una RDAP, ya que, para determinar el desempeño y funcionamiento de una bomba como turbina, secuentan con curvas de desempeño en donde la pérdida de altura producida depende del flujo entrante a la bomba, y a partir de ello poder determinar la eficiencia de la BUTU. Lo anterior, considerando que una bomba funcionando normalmente puede alcanzar eficiencias entre el 40 y el 90%, sin embargo, en diferentes investigaciones han demostrado que podría ser un poco menor al funcionar como turbina (Nourbakhsh, 2007).

En este caso, debido a la poca información relacionada con las curvas de desempeño de este tipo de turbinas a nivel comercial, se decidió usar como referencia las curvas desarrolladas por Shahram Nourbakhsh y Gustavo Meirelles (Gustavo Meirelles, 2017), mostradas en la figura 2 y a partir de ellas obtener unas curvas de desempeño teóricas para 4 tipos de bomba a utilizar, y así considerar en cierta medida, la adecuada selección con la cual conseguir maximizar las producción de energía y minimizar las fugas dentro de la red de manera simultánea.











Por otra parte, en cuanto a la modelación de la turbina pare ser utilizada dentro del modelo computacional, se decidió asignar una turbina a cada una de las tuberías dentro de la red, en donde en EPANET, se definieron 5 posibles estados para cada turbina. Dentro de los estados que se tuvieron en cuenta, se consideraron los 4 presentados en la Figura 2 y un quinto estado que corresponde a la tubería sin ninguna turbina, permitiendo omitir los puntos en donde no es necesaria una turbina y reducir los costos por la cantidad de turbinas posibles requeridas. En la Figura 3 se puede ver cómo la turbina es modelada a través de una válvula de propósito general (GPV) ubicada en el nodo aguas arriba, mediante la creación de un nudo ficticio dentro de la longitud de la tubería, en donde ira la conexión final de la BUTU, asignando a cada una de ellas una correspondiente curva de perdida de altura de manera aleatoria, para después ser utilizada por Matlab dentro del código del algoritmo SPEA2 mediante la librería que permite utilizar las diferentes herramientas de EPANET para el proceso de optimización multiobjetivo que se describirá más adelante.



Figura 3. Modelación de la turbina en EPANET 2.0.

En figura superior, se puede ver la red con unas válvulas de propósito general ubicadas aguas arriba de cada una de las tuberías, el cuadro a la derecha de esta red corresponde a cada una de las propiedades la válvula, en donde el campo "Setting" corresponde al valor de la curva característica que representaría el tipo de BUTU y finalmente en la parte superior derecha, se ve un acercamiento de la modelación explicada.

3. Implementación computacional

3.1.MATLAB- EPANET Toolkit

Debido a la gran popularidad y uso de EPANET tanto en la industria cómo en la investigación, se empleó como herramienta de modelación hidráulica en este estudio. Teniendo conocimiento que existían toolkits que permitían utilizar su librería de cálculo y sus funciones para la programación en MATLAB, que sería de gran beneficio, dado que el código de SPEA2 estaba modelado en este software(Demetrios Eliades, 2016).

Para este tipo de problemas de optimización multiobjetivo en el área de las RDAPs, generalmente se requiere un software que permita modelar y simular la hidráulica del sistema,apoyado por otro que ejecute el código del algoritmo evolutivo de forma simultánea. Esto se logra mediante un toolkit, que es cómo se le llama a la conexión entrevarios programas computacionales. Que, para este caso, correspondea poder acceder desde MATLAB, a la librería de cálculo de EPANET, permitiendo el uso de sus funciones y la obtención y modificación de diferentes parámetros del modelo, controlando de esta manera la simulación paso a paso dentro del código del algoritmo.

Esta herramienta computacional que permitiera la conexión entre MATLAB y EPANET, que funciona como marco de programación común para la investigación y desarrollo en el campo de las redes de distribución de agua potable, será utilizado para calcular el costo y las ganancias generadas por cada individuo, con su respectivo arreglo de BUTUs, ya que en las funciones objetivo se utilizará y modificará información del modeló hidráulico(Marios Kyrakou, 2017).

3.2. Optimización Multiobjetivo mediante SPEA2

El diseño del modelo realizado en esta investigación se basó en un código que estaba compuesto por una hoja principal en donde se corre el programa, se definen las principales variables y constantes, se crea una estructura que permita crear la población inicial con cada una de sus propiedades e inicializar cada una de estas. Asimismo, el código de la página principal permite determinar la dominancia entre individuos, establecer la distancia entre ellos, calcular su fitness, graficar los individuos dominantes para ir formando el frente de Pareto, realizar la selección, cruce y mutación de los individuos para completar su evolución para cada una de las generaciones. Las funciones que hacen parte de este código son 6, correspondientes a la evaluación de los individuos en las funciones objetivo, determinar el dominio, graficar los individuos dominantes, la selección de los individuos mediante torneo binario y finalmente los procesos de mutación y de cruce.

Lo primero que se debía hacer era determinar cómo iban a ser los individuos y las características que cada uno de ellos debía tener, para su utilización dentro del modelo y así maximizar las ganancias y minimizar los costos. Cómo resultado, se estableció que cada individuo sería un arreglo de BUTUs en la red y de esta forma, sólo se requeriría que a cada tubería se le asignara una BUTU con su correspondiente curva característica o en su defecto, la ausencia de esta. Respecto a la asignación de redes a los individuos, se realizo de manera aleatoria, asignándole un número de 1 a 4 a cada una de las posibles BUTUs y el número 5 al estado en donde la tubería no tendría BUTU.

En segundo lugar, la hoja de las funciones objetivo fue el área en donde se realizaron más cambios. En esta hoja fue donde se utilizó el toolkit para obtener la diferencia de altura al entrar y salir el flujo por la BUTU, obtener la presión en el nudo aguas abajo, calcular las fugas y determinar la dirección y la magnitud del flujo, se son variables fundamentales en las ecuaciones que calcularán los costos por fugas y las ganancias por generación de energía. Posterior a los dos pasos anteriores, se hicieron cambios a la función que determinaba la dominancia, para que dominaran los individuos que tuvieran un rendimiento monetario por la energía generada mayor o igual a el individuo que fuera comparado y un costo por fugas menor o igual a este.

Por último, se hicieron cambios a las funciones de los procesos de cruce y mutación para que se adecuaran a este caso con cada una de sus características propias, para que el algoritmo funcionara de manera adecuada.

3.3. Selección y ubicación de las BUTUs

Este proceso, la selección y ubicación se realiza simultáneamente, debido a que, dentro del algoritmo evolutivo, se busca maximizar las ganancias por la energía generada y minimizar los costos por las fugas, haciendo que el arreglo óptimo de turbinas proporcione las mejores ubicaciones para cada una de las BUTUs yadicionalmente, determine la curva característica de desempeño de cada una de estas, al usar las siguientes ecuaciones:

$$FO_1 = \sum_{i=1}^{24} \sum_{j=1}^n te \cdot \gamma \cdot Q_j \cdot H_j \cdot \eta_j$$
^[1]

En donde

 $FO_1[\$] - Es$ la función objetivo que busca maximizar las ganancias t $e\left[\frac{\$}{kWh}\right] - La$ tarifa a la cual se compra la energía electrica $\gamma \left[\frac{N}{m^3}\right] = \rho g - El$ peso específico del agua

 $\rho \left[\frac{kg}{m^3}\right] - \text{La densidad del agua}$ $g \left[\frac{m}{s^2}\right] - \text{La aceleración de la gravedad}$ $Q_j \left[\frac{m^3}{s}\right] - \text{Caudal que pasa por la BUTU en el tiempo j}$ $H_j[m] - \text{Cabeza en la BUTU en el tiempo j}$

 $\eta_i[adimensional]$ – Eficiencia de la BUTU en el tiempo j

n [adimensional] – Número de turbinas en la red.

$$FO_2 = \sum_{i=1}^{24} \sum_{j=1}^n K \cdot P_n^N \cdot ta$$
[2]

En donde

 $FO_{2}[\$] - \text{Es la función objetivo que busca minimizar los costos}$ $K \left[\frac{l}{s \cdot m^{\frac{1}{2}}}\right] - \text{Coeficiente de descarga}$ $N \left[adimensional\right] - \text{Exponente relacionado con el tipo de fractura}$ $P_{n}[m] - \text{Presión en el nodo aguas abajo de la tuberia.}$ $ta \left[\frac{\$}{m^{3}}\right] - Tarifa a la cual se paga el metro cúbico de agua$

La primera ecuación corresponde al cálculo de las ganancias que pueden ser obtenidas por la energía que produce cada una de las BUTUs en un día.Y se representa cómo la suma de la energía

producida por cada BUTU dentro de la red, durante las 24 horas del día. Esta energía se calcula al multiplicar el caudal, el cambio de altura, el peso específico del agua y la eficiencia, que en este caso se asumió constante con un valor de 0,7, que corresponde a un valor promedio para esta variable.

En cuanto a la segunda ecuación, corresponde a la relación existente entre la presión en las tuberías, con dos coeficientes que son determinados por el material de la tubería y el tipo de fractura que sea analizado dentro del modelo. Para este caso, basado en diferentes artículos, se usó un valor K de 0.05 y un N de 1.24.(Clayton, 2007)

Si
$$0 \le P_n < P_{min}$$

$$Pen = \sum_{i=1}^{24} \sum_{j=1}^n \max(P_n, 0) \cdot \alpha$$
[3]

Si $P_n < 0$

$$Pen = \sum_{i=1}^{24} \sum_{j=1}^{n} \min(P_n, 0) \cdot \alpha$$
 [4]

En donde

 $P_n[m] - Presiónenelnodoaguasabajo$ α [\$] = 1E10 - Coeficiente de penalización n [adimensional] - Numero de tuberias

Además de las funciones objetivo, también se usaron unasrestricciones planteadas en las ecuaciones 3 y 4 a través de unas penalizaciones para los casos en que la presión en el nodo aguas abajo era inferior a una presión mínima de 20 m, indicada por la normativa, para un buen funcionamiento y servicio de la RDAP, y de esta forma otorgarles un valor demasiado negativo por el lado de las ganancias y positivo por el lado de los costos, para que fueran dominados por los arreglos de tuberías que si tuvieran presiones superiores a la mínima y descartar las redes que no son factibles.

CASO DE ESTUDIO

El modelo de optimización descrito previamente fue aplicado en una red teórica que es usada frecuentemente en la literatura en problemas de optimización sobre RDAPs cómo cuando fue por primera vez propuesta por Sterling y Baegiela en 1984, además de las numerosas veces que ha sido usada para investigaciones sobre la ubicación de válvulas (Optimal Valve Control in Water- Distribution Networks, 1990) y también en investigaciones sobre la ubicación optima de turbinas por (Maurixio, 2014).

La red utilizada es la de Jowitt and Xu ycuenta con 3 reservorios, con un patrón de demanda predeterminado, en donde cada uno de ellos tiene una altura de 54.66m, 54,6m y 54,5 m. Tiene una longitud total de tuberías de 44,26 km, un rango de diámetros entre 152mm y 475 mm y los coeficientes de rugosidad se encuentran entre 6 y 140. Esta red se caracteriza por tener fugas distribuidas en todos los nodos y un flujo promedio de 186.6 l/s con un total de fugas de 27.27 l/s.Está conformada por 25 nudos y 37 tuberías, lo que significa que hay más de 137.4 billones de combinaciones posibles de arreglos de turbinas, por lo que el uso de un algoritmo evolutivoes una alternativa bastante razonable, a diferencia de un método analítico,por su alto nivel de complejidad.



Figura 4. Red de Jowitt and Xu

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Para el caso de estudio, se realizó la aplicación de la metodología propuesta usando una población de 300 individuos y un total de 400 generaciones, con un 75% de probabilidad de cruce y un 25% de mutación.

Los resultados obtenidos fueron los que se muestran en la siguiente figura y muestran una variación entre los 430 y los 550 millones de ganancias por energía generada y en cuanto a los costos, se encuentra entre 10.9 y los 11.6 millones.



Ganancias Produccion de Energía vs Costos Fugas

Figura 5. Resultados obtenidos del algoritmo SPEA2.

Costos Fugas de Agua (COP)

ID Tubería	Nombre tubería	ID Curva característica
38	'125'	4
39	'114'	3
40	'115'	2
41	'101'	2
42	'102'	2
43	'103'	5
44	'104'	4
45	'107'	3
46	'106'	4
47	'111'	4
48	'120'	3
49	'112'	5
50	'105'	4
51	'124'	4
52	'134'	4
53	'123'	3
54	'122'	2
55	'113'	5
56	'116'	3
57	'117'	3
58	'118'	5
59	'135'	5
60	'109'	4
61	'136'	3
62	'108'	5
63	'119'	4
64	'110'	4
65	'126'	4
66	'121'	4
67	'132'	3
68	'127'	5
69	'131'	4
70	'128'	5
71	'130'	5
72	'133'	5
73	'137'	5
74	'129'	5

Tabla 2. Arreglo para la máxima energía generada y mínimos costos.

A partir de la Figura 5 se puede analizar que el uso de turbinas genera ingresos de hasta 2 órdenes de magnitud superiores a los costos por las fugas de agua, en donde se debe aclarar que no se tuvo en cuenta que el número de turbinas incrementaría los costos y por lo tanto debe ser tenido en cuenta para futuras investigaciones.

Un hecho importante que afecta en gran medida los resultados es que no se tuvo en cuenta que las BUTUs sólo pueden producir energía en un solo sentido, y en esta red utilizada, hay ocasiones en

donde el flujo cambia de sentido en algunas tuberías, lo que por el modelo es tomado como otra producción de energía.

Finalmente, se obtuvo que el mejor arreglo obtenido por el algoritmo evolutivo es el que se presenta el la tabla 2. En donde se puede ver gran cantidad de turbinas, debido a que no se tuvo en cuenta la restricción relacionada con los costos relacionados con la inversión inicial debido al número de turbinas junto a su instalación.

CONCLUSIONES

Dentro de las conclusiones más importantes de esta investigación fueron que, deebido al desarrollo de las ciudades y al crecimiento poblacional que se presenta actualmente, es necesario generar nuevas medidas y estrategias que optimicen el uso de los diferentes recursos y que garanticen la máxima eficiencia posible en cuestiones de gastos de energía, buscando siempre un desarrollo sostenible, reduciendo al igual la contaminación y disminuyendo los diferentes costos.

Es de gran importancia encontrar nuevas alternativas que mejoren la eficiencia de los RDAPs ya que son sistemas de gran demanda energética y de muy baja eficiencia, en donde se llegan a generar pérdidas de hasta el 60% de la energía según lo que plantean diferentes artículos en la literatura. Por otro lado, aproximadamente el 3 % de la energía mundial es consumida en la operación de sistemas de agua potable.

Se obtuvo un modelo de optimización con varias ventajas y facilidades en cuanto a su implementación gracias al toolkit entre EPANET y MATLAB que permitió la modelación del algoritmo genético y el uso de las simulaciones hidráulicas de manera simultánea facilitando la obtención de resultados.

Las redes de distribución de agua potable debido a que son sistemas en donde varia constantemente el flujo y la presión, debido a variaciones en el diámetro, cambios de pendiente y variaciones en la demanda, es de gran complejidad determinar la ubicación adecuada de las BUTUs, además de la correcta selección para cada caso y es por esto que se necesita de un algoritmo multiobjetivo que permita optimizar el desempeño de las turbinas dentro de la red, con el objetivo de maximizar la cantidad de ganancias producidas por la energía generada y minimizar los costos causados por las fugas que se presentan dentro de la red.

Se debe resaltar que en esta investigación se hicieron varias suposiciones para facilitar la modelación, pero que deben ser tomadas en cuenta para investigaciones futuras, cómo lo es el hecho de que se tomó una eficiencia de las turbinas constante igual a 0.7. Se omitió el hecho de que las bombas como turbinas solo funcionan en una dirección del flujo y que para momentos del día en donde la demanda cambie la dirección de este, presentara problemas por contraflujo e inconvenientes en el servicio.

Solo se tomó una aproximación de las curvas de desempeño de cada una de las turbinas basados en otros artículos de investigación, lo que, sumado, aumenta considerablemente la incertidumbre de esta metodología.

Finalmente, se deben realizar otras investigaciones en donde se analicen las diferentes alternativas de aprovechamiento de esa energía que se disipa con las válvulas reductoras de presión, para reducir los costos de inversión, los tiempos de recuperación de esta inversión y que permita una mayor flexibilidad y mejor desempeño de los RDAPs en la búsqueda constante de un desarrollo y crecimiento más sostenible.

REFERENCIAS

Demetrios Eliades, Marios Kyriakou, Stelios Vrachimis y Marios Polycarpou. (2016). [En línea] 2016. https://zenodo.org/record/831493/files/Eliades2016.pdf.

Fecarotta, Oreste. (2014). [En línea] 2014.

https://www.researchgate.net/profile/Oreste_Fecarotta/publication/273115920_Hydropower_Potenti al_in_Water_Distribution_Networks_Pressure_Control_by_PATs/links/55a8ca4c08ae481aa7f5c72 6/Hydropower-Potential-in-Water-Distribution-Networks-Pressure-Control-by.

—. 2017. Ideas. [En línea] 2017. https://ideas.repec.org/a/spr/waterr/v31y2017i15d10.1007_s11269-017-1795-2.html.

Giugni, Maurixio. (2014). [En línea] 2014.

https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%29WR.1943-5452.0000418.

Gustavo Meirelles, Edevar Luvizotto y Bruno Melo Brentan. (2017). Selection of Pumps as Turbines Substituting Pressure Reducing Valves. [En línea] 2017.

https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1877705817328230.

Junior, Olacir Rodrigues Castro. (2017). Bio-inspired optimization algorithms for multi-objective problems. 2017.

Lima, Gustavo Meirelles. (2017) [En línea] 2017.

https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1877705817328230.

Marios Kyrakou, Dimitrios Eliades. (2017). Github. [En línea] 2017.

https://github.com/OpenWaterAnalytics/EPANET-Matlab-Toolkit.

Maurixio, Giugini y. (2014). [En línea] 2014.

https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%29WR.1943-5452.0000418.

Nicola Fontana, Maurizio Giugni y Davide Portolano. (2012). [En línea] 2012. https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%29WR.1943-5452.0000179.

Nourbakhsh, Shahram Derakshan y Ahmad. (2007). [En línea] 2007. https://ac-els-cdncom.ezproxy.uniandes.edu.co:8443/S0894177707001367/1-s2.0-S0894177707001367-

main.pdf?_tid=fe5c1a6d-aac7-42f1-9cbb-

4940a39cbd1c&acdnat=1530046202 db95796353c64d74f430f826989902af.

Optimal Valve Control in Water- Distribution Networks. Xu, Paul W. Jowitt and Chengchao. (1990). 1990.

Ruiz, Javier López. (2017).*Metaheurísticas para el anáñisis de datos masivos en el ámbito del transporte por carretera*. Madrid : s.n., 2017.

Yarpiz. Yarpiz. [En línea] http://yarpiz.com/74/ypea122-spea2.

Ziberman. (2008). globalenergy.com. [En línea] 2008.

http://www.globalbioenergy.org/uploads/media/0808_Zilberman_et_al_-

_Rising_energy_prices_and_the_economics_of_water_in_agriculture.pdf.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

DETERMINACIÓN DE LA POLÍTICA DE OPERACIÓN DE UNA PRESA INCLUYENDO LAS LLUVIAS DE LA CUENCA DE APORTACIÓN

Claudia Rojas Serna, Agustín Felipe Breña Puyol y Marco Antonio Jacobo Villa

Universidad Autónoma Metropolitana-Iztapalapa, Departamento de Ingeniería de Procesos e Hidráulica Av. San Rafael Atlixco No. 186, Col. Vicentina, C.P. 09340 Ciudad de México, México. crojas@xanum.uam.mx; puyol88@yahoo.com; majv@xanum.uam.mx

RESUMEN:

En la actualidad la curva de elevaciones-áreas-capacidades de un vaso de almacenamiento de una presa es la herramienta fundamental para operar dicha estructura hidráulica. Es decir, esta curva que aporta la información de la cantidad de agua almacenada en la presa en función del nivel del agua existente en la misma, es visiblemente determinante en la política de operación de una presa. Evidentemente, las precipitaciones ocurridas en la cuenca hasta el punto de localización de la presa determinan las avenidas que entran al vaso de almacenamiento. Esto implicaría considerar también dichas precipitaciones en la definición de la política de operación de una presa.

Con el fin de dar un primer antecedente a la importancia de considerar las precipitaciones en la generación de las políticas de operación de las presas, en este estudio se presenta el análisis sólo para el último año de una presa. Se describe una metodología tradicional para determinar la política de operación de una presa y a través de los hietogramas e hidrogramas de la cuenca, se justifica la importancia de incluir las lluvias en tiempo real para operar una presa. Esto es aplicado en la presa Villa Victoria que forma parte del sistema Cutzamala en México.

RESUME:

Actuellement, la courbe des élévations-surfaces-capacités d'une cuve de stockage d'un barrage est l'outil fondamental pour l'exploitation de la structure hydraulique. C'est-à-dire que cette courbe qui fournit des informations sur la quantité d'eau stockée dans le barrage en fonction du niveau de l'eau est visiblement déterminante dans la politique d'exploitation d'un barrage. Évidemment, les précipitations qui se produisent dans le bassin jusqu'au point de localisation du barrage déterminent les avenues qui pénètrent dans le réservoir de stockage. Cela impliquerait également de considérer ces précipitations dans la définition de la politique d'exploitation d'un barrage.

Afin de donner un premier antécédent à l'importance de considérer les précipitations dans la génération des politiques de fonctionnement des barrages, dans cette étude l'analyse est présentée seulement pour la dernière année d'un barrage. Une méthodologie traditionnelle est décrite pour déterminer la politique de fonctionnement d'un barrage et à travers les hiétogrammes et les hydrogrammes du bassin, l'importance d'inclure les pluies en temps réel pour faire fonctionner un barrage est justifiée. Ceci est appliqué au barrage Villa Victoria qui fait partie du système Cutzamala au Mexique.

PALABRAS CLAVES: presa; política de operación; precipitaciones

INTRODUCCIÓN

La política de operación de una presa influye en la explotación, en el uso, en el aprovechamiento, y en el manejo y control del agua en una corriente superficial.

En la actualidad la curva de elevaciones-áreas-capacidades del vaso de almacenamiento de una presa es la herramienta fundamental para operar dicha estructura hidráulica. Es decir, esta curva que aporta la información de la cantidad de agua almacenada en la presa en función del nivel del agua existente en la misma, es visiblemente determinante en la política de operación de una presa.

Evidentemente, las precipitaciones ocurridas en la cuenca hasta el punto de localización de la presa determinan las avenidas que entran al vaso de almacenamiento. Esto implicaría considerar también dichas precipitaciones en la definición de la política de operación de una presa. De acuerdo a esta consideración, se utilizarían cuatro tipos de información histórica y para un mismo intervalo de tiempo en la cuenca de aportación hasta la cortina de la presa: las lluvias, las avenidas, los niveles en el vaso de almacenamiento y las capacidades del mismo.

El análisis detallado de esta información es difícil de generar y recopilar para crear una base de datos que involucre las cuatro variables citadas precedentemente dentro de un periodo de tiempo en común. Por lo cual, con el fin de dar un primer antecedente a la importancia de considerar las precipitaciones en la generación de las políticas de operación de las presas, en este estudio se presenta el análisis sólo para el último año de una presa.

Se describe la metodología tradicional con el modelo "Óptima" para determinar la política de operación de una presa y a partir del análisis de esta metodología y de la determinación de los hietogramas e hidrogramas de la cuenca se resalta el interés de utilizar la información en tiempo real de las lluvias. La presa de estudio es Villa Victoria, esta presa forma parte del sistema de abastecimiento Cutzamala, que abastece al Valle de México y al Valle de Toluca, en México. La información utilizada es la disponible en la página de internet de la Comisión Nacional del Agua.

OBJETIVO

El objetivo principal de este trabajo es introducir la necesidad de considerar las precipitaciones que ocasionan las avenidas que entran al vaso de almacenamiento y que son una herramienta fundamental para esperar cierto nivel en la presa.

METODOLOGÍA

Presa de estudio

La consideración de las precipitaciones que ocasionan las avenidas que definen los volúmenes de almacenamiento en la presa se realiza en la presa Villa Victoria. La presa Villa Victoria es una de las presas que forman el Sistema Cutzamala, el cual satisface un porcentaje de la demanda de agua potable de la cuenca del Valle de México. En la Figura 1 se muestra el esquema del Sistema Cutzamala y la ubicación de la presa Villa Victoria.

La cuenca de aportación a la presa Villa Victoria se ubica en el Estado de México. De acuerdo a Conagua (2015), la cuenca aporta $2.8m^3/s$, de los cuales, se evaporan $0.1m^3/s$, y $0.2m^3/s$ se destinan a otros usos, principalmente al riego. La entrega de diseño de la presa al sistema Cutzamala es de $4m^3/s$.

Las tres características físicas de la cuenca en estudio que se utilizan en este trabajo son:

- A Área de la cuenca = 550 Km^2 .
- L Longitud del cauce principal = 63 Km
- S Pendiente del cauce principal: 0.030 m/m

Utilizando estas características se calcula el tiempo de concentración tc de la cuenca, aplicando la fórmula de Kirpich (ecuación 1) y la fórmula de Dooge (ecuación 2).

$$t_c = 3.98 \left(\frac{L}{S^{0.5}}\right)^{0.77}$$
[1]
$$t_c = 2.58 \frac{A^{0.41}}{S^{0.7}}$$
[2]

En la ecuación 1: L en Km y S en m/m. En la ecuación 2: A es en mi², S en 1/10000.

Entonces, el tiempo de concentración calculado con la ecuación 1, es igual a 6.21 horas. Y el tiempo de concentración calculado con la ecuación 2, es igual a 8.8 horas.



Figura 1.- Esquema de la ubicación de la presa Villa Victoria dentro del Sistema Cutzamala (Conagua, 2011).

Política de operación tradicional

La política de operación de una presa tradicionalmente considera tres tipos de información en el vaso de almacenamiento.

- 1. Curva elevaciones-áreas-capacidades
- 2. Características climáticas e hidrométricas:

Escurrimientos medios mensuales Evaporaciones mensuales Precipitaciones mensuales

3. Demandas

Esta información se resume en las siguientes características físicas del vaso de almacenamiento: a la elevación de la superficie libre del agua, al área formada en planta por el vaso de almacenamiento y su capacidad. Así como a las dos siguientes características climáticas mensuales: los escurrimientos, la evaporación y la precipitación. Finalmente, la información fundamental es la demanda a satisfacer para determinados usos del agua.

En México, la generación de la política de operación de una presa frecuentemente se obtiene con la utilización del *software* "Óptima". Este eficiente *software* está basado en un modelo

numérico de gran utilidad ya que simplifica la determinación de las políticas de operación, por ejemplo, de un sistema de presas, para proveer los máximos volúmenes aprovechables para los usos agrícolas, pecuarios y de agua potable en una cuenca en general. Este modelo está formado de dos partes: un simulador del funcionamiento del embalse y de una función que es optimizada para encontrar los volúmenes óptimos de extracción.

El modelo "Óptima" de la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos (Conagua, 1993) permite determinar el volumen a extraerse de una presa para un ciclo de demanda –por ejemplo, en el caso del ciclo agrícola generalmente abarca de octubre a septiembre-, en función del volumen almacenado al inicio del ciclo.

Función objetivo

En el modelo "Optima", la ecuación matemática que representa a la política de extracción en función del almacenamiento es la siguiente

$(VDA)_{k} = a + b(AAI)_{k}$	[3]
$()_{R}$	[~]

y está sujeta a las siguientes restricciones:

$(VDA)_k \leq VDMAX$	[4]
$(VDA)_k \ge VDMIN$	[5]

Donde:

VDA	volumen de oferta anual
k	subíndice que hace referencia a un año específico
VDA	almacenamiento al inicio del ciclo (por ejemplo en la demanda agrícola, corresponde al almacenamiento del 1° de octubre de cada año)
VDMAX	volumen máximo de demanda
VDMIN	volumen mínimo de demanda

Entonces, la política de operación del embalse está en función de los valores de a y b de la ecuación 3. Estos parámetros deberán hacer máximo el volumen de oferta medio anual -ofertado para todo uso-.

Optimización

El volumen máximo ofertado está sujeto a las restricciones de conservación de la materia, capacidad muerta y de conservación de la presa, volumen mínimo y máximo de demanda y la capacidad de la obra de toma y canales. Por lo que al efectuar el proceso de simulación se debe cumplir con las siguientes restricciones:

$(AAI)_{i+1} \leq CC$	[6]
$(AAI)_{i+1} \ge CM$	[7]

Es posible fijar los parámetros a y b y realizar un funcionamiento del vaso, entre los resultados que se obtienen, destacan la deficiencia anual promedio (DAP) y la extracción media anual (EMA).

Para cada valor de a existe sólo un valor de b para el cual la deficiencia anual promedio es igual al porcentaje de deficiencia permitido como máximo (PDP); es decir, DAP=PDP.

Entonces, se desea encontrar la función lineal para determinar extracciones que cumplan con el porcentaje de deficiencia PDP y que además maximice el valor de la extracción media anual y

por tanto se minimicen les pérdidas por derrame y evaporación. Para lograrlo existen varios procedimientos.

El método más sencillo es el de "tanteos", mismo que fue la primera solución aplicada para resolver el problema.

Sin embargo, dada la demanda de tiempo que requiere éste método, para acelerar el proceso de búsqueda, se aplican métodos de eliminación directa como son los de Fibonacci y Bolzano. Así, la definición de los parámetros de la política óptima (a y b) se realiza combinando estos métodos de búsqueda.

El método de Fibonacci reduce al mínimo el máximo número de iteraciones necesarias para encontrar el óptimo de una función unimodal, cuando al hacer una evaluación de la función, no se conoce el signo de su pendiente en ese punto. El método de Bolzano es similar al de Fibonacci, con la diferencia de que se aplica a funciones que al evaluarlas, se conoce también el signo de su pendiente en el punto buscado.

La metodología de cálculo es la siguiente:

- 1. Se fija un intervalo para el parámetro a, este intervalo es en el que se estima se encontrará el valor correspondiente a la máxima extracción media anual (EMA)
- 2. Se determina, utilizando el método de Fibonacci, el número de iteraciones que serán necesarias para reducir el intervalo al tamaño deseado.
- 3. Se determina con el mismo método de Fibonacci, un valor para el parámetro a, mismo que está comprendido en el intervalo (a_{inferior},a_{superior}) fijado en el punto X.
- 4. Se propone un intervalo $(b_{inferior}, b_{superior})$ en el que se encuentra un valor de (b, b^*) , tal que al combinarlo con el valor del parámetro a -establecido en el punto anterior-, al realizar el funcionamiento del vaso se obtenga un déficit anual promedio igual al requerido y se determina los volúmenes de oferta anuales VDA_k con base en la ecuación 3.
- 5. Se define por el método de Bolzano un valor del parámetro b, mismo que estará localizado en el intervalo (b_{inferior},b_{superior}).
- 6. Se realiza el funcionamiento del vaso y se calculan los volúmenes VDA_k utilizando la ecuación 3. Las variables a y b son las determinadas en los puntos 3 y 5, respectivamente.
- 7. Se reduce el intervalo (b_{inferior},b_{superior}) con la información resultante en el punto anterior. Si la deficiencia anual promedio (DAP) resulta menor que la deficiencia promedio buscada (PDP), el valor de b pasa a ser b_{inferior} y b_{superior} permanece sin cambio. En caso contrario b_{superior} toma el valor de b y b_{inferior} no cambia.
- 8. Se regresa al punto 5 tantas veces como sea necesario hasta llegar al valor de la deficiencia promedio con la mayor aproximación que se desee.
- 9. Si se ha efectuado una sola vez el punto 3, se vuelve a ejecutar. En caso contrario se reduce el intervalo (a_{inferior},a_{superior}) en el que se encuentra el parámetro b.
- 10. Se ejecutan nuevamente los puntos 3 y 9 tantas veces como se aplica el punto 2, esto hasta que la amplitud del intervalo en que encuentre el valor del parámetro a sea igual o menor a la aproximación deseada para el valor de a.
- 11. En caso de que los valores de a o b sean iguales a algún extremo de su intervalo original, esto sería señal de que el intervalo propuesto fue incorrecto y es necesario ampliar y repetir el proceso desde el inicio (regresar al punto 1).
- 12. La extracción media anual EMA para el valor del porcentaje de deficiencia permitido PDP es la que se obtiene para los valores de los parámetros a y b obtenidos.

Análisis de sensibilidad

La robustez y consistencia del método se corroboran con un análisis de sensibilidad que consiste en experimentar con diferentes puntos de partida. Esto significa seguir distintas trayectorias hasta alcanzar el valor óptimo para la función objetivo descrita en los apartados anteriores.



Figura 2.- Forma gráfica de la política de operación.

DISCUSIÓN

En la metodología tradicional, utilizando el modelo "Óptima", la determinación de la política de operación para una presa, considera el periodo disponible de datos de escurrimiento, lluvia y evaporación. Lo cual significa que las políticas de operación obtenidas consideran que se presentarían las aportaciones que se usan como datos.

Al respecto, en la Figura 3 y Figura 4 se presentan los hidrogramas determinados a partir de los hietogramas correspondientes a las lluvias ocurridas en la cuenca para cada uno de los meses en que se presentaron tormentas durante el año 2017. Evidentemente, se observa que los picos de los hidrogramas coinciden con los tiempos en que se presentan las máximas lluvias diarias en la cuenca, ya que son representativos de la precipitación precedente en la cuenca mediante la relación lluvia-escorrentía a la entrada del embalse. Estrictamente esto no ocurre en la realidad, ya que la lluvia registrada en la cuenca se conoce después de que entra la avenida correspondiente en el vaso de almacenamiento, ya que en la mayor parte de las estaciones climatológicas, no se dispone de mediciones en tiempo real que aporten información de los escurrimientos que se presentarán y que entrarán como avenidas al vaso.

La característica física de la cuenca que podría aportar información sobre el tiempo en que llegará una avenida a la presa, es el tiempo de concentración, tc. Sin embargo, en la determinación del tiempo de concentración tc, se deben considerar una serie de restricciones de origen de la fórmula que se utilice. En el caso de estudio, se determinó el tc de la cuenca, aplicando dos fórmulas. La fórmula de Kirpich (ecuación 1) es aplicable hasta áreas de cuenca de 0.5 km² y pendientes del cauce entre 3 y 10%, características que no cumple la cuenca de Villa Victoria, pero se utiliza para comparar con el resultado de la aplicación de una fórmula para la que, la cuenca de Villa Victoria si cumple con las restricciones de aplicación. La fórmula de Dooge (ecuación 2), aplicable para áreas de cuenca entre 145 y 950 km² y pendientes del cauce de 3 al 10% (Dooge, 1956) también se aplicó en este estudio.

Recordemos que el tiempo de concentración calculado con la ecuación de Kirpich, es igual a 6.21 horas. Y el tiempo de concentración calculado con la ecuación de Dooge, es igual a 8.8 horas.

Es importante destacar que la presa Villa Victoria funciona con un vertedor a descarga libre y que tiene compuertas que permiten desalojar los volúmenes necesarios a través de canales. Sin

embargo, en una presa con vertedor controlado por compuertas, las autoridades encargadas de la operación confrontan un grave problema de decisión, especialmente si no se dispone de sistemas de predicción confiables. Si las compuertas se operan en forma conservadora, pequeñas avenidas del vaso salen casi sin control, causando, algunas veces, daños por inundación que podrían haberse evitado; en cambio, una política audaz que trate de establecer un control máximo puede poner en peligro la seguridad de la presa, o bien, obligar a descargar grandes gastos, que provocan daños graves aguas abajo.

Determinación del intervalo de tiempo At de incremento del almacenamiento

La propuesta de este trabajo es optimizar la política de operación de una presa, considerando -además de la información citada en los apartados anteriores- el intervalo de tiempo Δt a partir del cual se espera que el nivel en el vaso de almacenamiento se incrementa de manera paulatina o rápidamente.

En la Figura 2 se muestran para la presa Villa Victoria, los almacenamientos y las lluvias diarias. Se puede observar que Δt es considerablemente más grande que el tiempo de concentración de la cuenca.



Figura 3.- Variación de la lluvia y del almacenamiento de la presa Villa Victoria.

CONCLUSIONES Y TRABAJO FUTURO

El conocimiento del intervalo de tiempo Δt para el cual se esperarían incrementos en el nivel del vaso de almacenamiento sería una herramienta muy útil, particularmente, en los casos cuando la presa está alcanzando los niveles cercanos al Nivel Máximo de Operación, o incluso, cuando ya se ha rebasado este nivel y la presa está muy cerca del Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias.

El conocimiento de Δt sugeriría un margen de operación extraordinario para mitigar o evitar daños aguas abajo de la presa.

En el caso de la presa Villa Victoria, los primeros resultados muestran que el valor de Δt (intervalo de tiempo a partir del cual se espera que el nivel en el vaso de almacenamiento se incremente considerablemente) no coincide con el tiempo de concentración de la cuenca. Esto sugiere una continuación de este trabajo en miras de investigar los parámetros que aporten un mayor conocimiento del tiempo de operación marginal que se puede tener en una presa, particularmente en situaciones donde la operación optimizada de compuertas evite un desfogue prolongado que pudiera provocar serias afectaciones aguas abajo.



Figura 4.- Hietogramas mensuales de la cuenca de aportación a la presa Villa Victoria e Hidrogramas almacenados (periodo de marzo a junio).



Figura 5.- Hietogramas mensuales de la cuenca de aportación a la presa Villa Victoria e Hidrogramas almacenados (periodo de julio a octubre).
REFERENCIAS

Arreguín, C. F. I. (2011). "Los retos del abastecimiento de agua en México". Comisión Nacional del Agua, Subdirección Técnica, Conferencia magistral, UAM-Iztapalapa, México.

Conagua (1993). Resumen de la metodología propuesta por la GASIR como apoyo para la toma de decisiones en las extracciones anuales o semestrales a las presas. Comisión Nacional del Agua, Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos, México.

Conagua (2015). *Cutzamala. Diagnóstico Integral.* Banco Internacional de Reconstrucción y Fomento / Banco Mundial, 200 pp.

Dooge, J.C.I. (1956). Synthetic Unit Hydrographs Based on Triangular Inflow. M.S. Thesis, Iowa State Univ., Ames.

Eaton, T. D. (1954). "The derivation and synthesis of the unit-hyfrograph when rainfall records are inadequate". Hydrologic studies and investigations. Inst. Engin. Austral. Jour. 26: 239-243

González, V. F. L. (1969). Operación óptima de compuertas. Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

Johnstone, D., and Cross, W.P (1949). Elements of applied hydrology. 276 pp., ills. New York.

Sánchez, C. E.A y Wagner, G. A. I. (2003). Determinación de Reglas de Operación Óptima para dos *Embalses, utilizando un Algoritmo Genético*. XII Escuela Nacional de Optimización y Análisis Numérico, Saltillo, Coahuila, 16 al 21 de marzo.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBREDE 2018

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO DEL ENTUBAMIENTO DE UN CANAL DE RIEGO, ASOCIADO A UNA CENTRAL MINI ELÉCTRICA EN MÉXICO

Montiel Gutiérrez Mario A.¹, Velázquez S. Luis F.², Martínez Félix³ y Osuna Duarte Alfonso³

¹ Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Paseo Cuauhnáhuac 8532 Col. Progreso Jiutepec, Morelos, México C.P. 62550
 ² Asociación de Usuarios Productores Agrícolas "Culiacancito" Módulo IV -1 A.C, Culiacán, Sinaloa México. CP 80300
 ³ NortechWaterSpecialties SRL de CV. Avenida del Río 3495. Col. Hacienda del Río Mexicali, Baja California, México. C.P. 21254 mmontiel@tlaloc.imta.mx, luisfvelazquezs@gmail.com, fmartinez@nortechwater.com, aosuna@nortechwater.com

RESUMEN:

El presente proyecto consiste en un análisis de alternativas para la modernización de un canal lateral de un Distrito de Riego, mediante el entubamiento de un tramo y la construcción de una central minieléctrica con una capacidad aproximada de 0.3 MW. El análisis de alternativas consiste en determinar mediante un procedimiento de costo beneficio, la ubicación de la central hidro eléctrica y por lo tanto la longitud del canal entubado, existiendo 4 propuestas de sitio ubicadas: A = 90 m, B = 450 m, C = 2,125 m y D = 2,620 m desde la fuente de abastecimiento. En total, con el entubamiento del canal y la generación de energía se pretende beneficiar a 5,660 ha y 1,100 usuarios del canal lateral km 37+320 en el Módulo IV-1 "Culiacancito" en el Estado de Sinaloa, México. Los resultados obtenidos en el análisis muestran que la opción D con una longitud de tubería de 2,620 m,conuna carga bruta de 12 m y una eficiencia total de conjunto turbogenerador del 92.2%, genera una energía acumulada de 1.434 GWh anual, con 282 kW de potencia promedio anual, lo cual al comparar contra los beneficios generados por los ahorros de agua, los ingresos por venta de agua, nuevas superficies sembradas, mantenimiento de la red y venta de energía eléctrica, el tiempo de recuperación de la inversión es de 9 años. Se presentan cuadros y gráficos que muestran los resultados y se hace una breve descripción de los mismos.

ABSTRACT:

This project consists of an analysis of alternatives for the modernization of a lateral channel of altrigation District, through the pipinglining of a section and the construction of a mini-electric power plant with an approximate capacity of 0.3 MW. The analysis of alternatives consists of determining by means of cost-benefit procedure, the location of the hydro-electric power plant and therefore the length of the ducted channel, existing 4 site proposals located: A = 90 m, B = 450 m. C = 2,125 m and D = 2,620 m from the source of water. In total, with the channel piping and power generation is intended to benefit 5,660 ha and 1,100 users of the km 37+320 lateral channel in Module IV-1 "Culiacancito" in the state of Sinaloa, Mexico. The results obtained in the analysis show that the D option with a pipe length of 2,620 m, with a head load of 12 m and a total efficiency of turbo generator of 92.2%, generates an accumulated energy of 1.434 GWh annually, with 282 KW of average annual power, which compared against the benefits generated by water savings, revenue from water sales, new crops areas, network maintenance and sale of electricity, the recovery time of the investment is 9 years. Tables and graphs are that show the results and a brief description of them is made.

PALABRAS CLAVES: riego y energía, central mini eléctrica, riego, diseño hidráulico

INTRODUCCIÓN

México promueve la generación de electricidad a partir de energías limpias, señaladas en la Ley de Transición Energética (LTE), con una meta a cumplir de un 25% para el 2018, del 30% para el 2021 y 35% para el 2024. México cuenta con un enorme potencial en prácticamente todas las tecnologías renovables y ahora con nueva Reforma Energética en 2012 y la Ley de Energía Eléctrica en 2014, se van destrabando las barreras que antes impedían el desarrollo de nuevos generadores, tecnologías, mercados y consumidores. Un escenario de oportunidad que se tiene para incrementar la hidroelectricidad consiste en la inducción y construcción de proyectos en pequeñas centrales hidroeléctricas abastecidas por el gasto de los canales de riego, lo que contribuirá a lograr, mejorar y alcanzar las metas establecidas en energías renovables del sector eléctrico.

Por otra parte, los usuarios de riego organizados en Asociaciones Civiles para Riego (ACUR), realizan inversiones para el mejoramiento de sus redes de canales, con el 50% de financiamiento propio mediante sus cuotas de modernización, y el restante 50% mediante recursos federales. Bajo este esquema de inversiones, el Módulo de Riego IV-1 "Culiacancito" A.C, en el Distrito de Riego 010 Culiacán-Humaya, Estado de Sinaloa, ha modernizado su red de 152 km de canales que lo conforman, entubando 32 km de la red, para aprovechar la energía hidráulica disponibles de los canales y maximizar la recuperación de volúmenes perdidos por filtraciones y una deficiente operación. (Velázquez, 2016).

El presente proyecto consiste en un análisis de alternativas para la modernización del canal lateral km 37+320, mediante el entubamiento de un tramo del canal y la construcción de una central minieléctrica con una capacidad aproximada de 0.3 MW. El análisis de alternativas consiste en determinar mediante un procedimiento de costo beneficio, la ubicación de la central hidro eléctrica y por lo tanto la longitud del canal entubado, existiendo 4 propuestas de sitio ubicadas a 90 m, 450 m, 2125 m y 2,620 m de la fuente de abastecimiento. En total con el entubamiento del canal y la generación de energía se pretende beneficiar a 5,660 ha y 1100 usuarios del canal lateral km 37+320 en el Módulo IV-1 Culiacancito. La modernización de la zona de riego permitirá asegurar la productividad y calidad de los cultivos de la zona como maíz, frijol, garbanzo y hortalizas y aumentar los ingresos del Módulo de Riego mediante la venta de energía eléctrica.

DISEÑO AGRONOMICO

El diseño agronómico del canal modernizado consiste en la determinación del gasto de diseño que satisface los requerimientos de riego de la superficie sembrada que se domina aguas abajo de la central hidroeléctrica. Se calcula de la manera siguiente: (Montiel y Peña, 2014).

$$Q_{c} = \frac{27.778 * S * RR_{dd} * IR_{c}}{Nh * Nd * Ea * Ec}$$
[1]

Donde: S es la superficie de riego del proyecto en ha, RR_{dd} el requerimiento diario de diseño del cultivo en cm, IR_c el intervalo de riego crítico en días enteros en el caso del riego por gravedad y goteo, o bien sistemas mixtos N_h es el número de horas de operación por día, N_d es el número de días efectivos de riego dentro del IR_c , y E_a es la eficiencia de aplicación del sistema de riego que se trate (decimal), por último, E_c es la eficiencia de conducción considerada en el proyecto y 27.778 es un factor de conversión de unidades, para que el gasto resulte en [l/s] a partir de las unidades consideradas en las demás variables.

Para el caso del proyecto en la zona de Culiacán, Sinaloa, se consideró una superficie de 5,660 ha con un requerimiento de riego promedio diario (RR_{dd}) de 0.487 cm/día en el mes de abril y un

intervalo de riego crítico (IR_c) de 15 días el cual es equivalente al número de días efectivos de riego (N_d), y turnos de riego diario de 24 horas/día, eficiencias de aplicación (E_a) del 65 % y eficiencia de conducción (E_c) del 80%, por lo que aplicando la ecuación 1 anterior se obtiene el siguiente gasto:

$$Q = \frac{27.778 * 5,660 ha * 0.487 cm * 15 dias}{15 dias * 24 horas * 0.65 * 0.80} = 6,135 l/s$$

Con este gasto de diseño, se tiene un coeficiente unitario de riego (CUR) de 1.08 l/s/ha, el cual es apropiado para el diseño del riego por gravedad combinado con presurizados y entubamientos por tramos, como lo proponen **Montiel y Peña**, (2014).Entonces, para el caso del diseño del entubamiento del canal, se proponen riegos con gastos modulares parcelarios de 40 l/s, lo que ajustaría el gasto de diseño a 6,120 l/s. La siguiente tabla 1 muestra la distribución de gastos mensuales de acuerdo con las demandas de riego, determinadas con el software CROPWAT 2.0 de la FAO (http://www.fao.org/3/a-x0490s.pdf, 2018).

Tabla I- Distribución d	el gasto mensual	l y demandas de riego.	

Meses y año de operación del canal	Octubre	Noviembre	Diciembre	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio
Distribución mensual de la demanda (%)	6.54	20.05	16.86	56.66	89.33	100.00	95.28	40.29	7.82
Qm = Caudal promedio mensual (l/s)	400	1,227	1,032	3,468	5,467	6,120	5,831	2,466	479
Velocidad (m/s) (recomendable de 1 a 3 m/s)	0.16	0.48	0.41	1.37	2.16	2.41	2.3	0.97	0.19
% Sobre el flujo de Diseño	0.07	0.2	0.17	0.57	0.89	1	0.95	0.4	0.08

Como es de notarse, los gastos considerados de acuerdo con la distribución propuesta, resultan en velocidades mínimas para el caso de los meses de octubre y junio. En el caso de los meses de julio a septiembre, los canales prácticamente tienen gasto nulo, conduciendo prácticamente el gasto para uso doméstico de las áreas rurales que existen aguas abajo.

DISEÑO HIDRAULICO

El diseño hidráulico del tramo de canal a entubar considera el cálculo del (o los) diámetro (s) de la tubería para cumplir con el gasto de diseño y a la carga hidráulica necesaria para el óptimo funcionamiento de la turbina hidráulica, con base al desnivel existente y a la longitud considerada de entubamiento. El diseño hidráulico se realizó simulando las pérdidas de carga y las presiones de operación en los diferentes puntos a lo largo de los cuatro tramos del canal entubado considerando el gasto mensual de diseño en las condiciones del canal actual, previo levantamiento topográfico realizado. La siguiente figura 1 muestra el perfil del tramo levantado y sus elevaciones.



Figura 1.- Perfil del canal km 37+230 con las opciones A, B C y D de análisis.

Para las alternativas A, B, C y D existen 4 diferentes cargas brutas y netas e igual número de longitudes de tubería. Se plantea construir una central hidroeléctrica en cualquiera de los puntos anteriores, considerando costos y beneficios inherentes de cada planteamiento. Para tal efecto, considerando la ecuación de la energía o de Bernoulli entre el nivel del canal abastecedor y cada punto estudiado, se tiene una carga potencial bruta (H_b) equivalente a la diferencia de cotas, por lo que la carga neta (H_n) disponible para hidro generación se representa mediante la siguiente ecuación:

$$H_n = H_{b-} (H_v + H_f + \sum_{l=1}^{n} H_l) \quad [2]$$

Donde H_v es la carga de velocidad considerada, H_f es la pérdida de carga por fricción en la tubería con un coeficiente de fricción (f) para una longitud (L) y diámetro (D), y H₁ yn son el número de las pérdidas de carga localizadas en el recorrido, por lo que:

$$H_n = H_b - H_{vi}(1 + f\frac{L}{D} + K_r + K_c + K_{cm} + K_e + K_s)$$
[3]
Donde:

Donde :

 $Hv_i = \frac{Vi^2}{2a}$ es la carga de velocidad en el punto *i* considerado.

K_r es el coeficiente de pérdidas de carga por rejilla.

Kc es el coeficiente de pérdidas de carga por codos.

K_{cm}es el coeficiente de pérdidas de carga por compuerta.

K_e y K_s son coeficientes de pérdidas de carga por entrada y salida.

DISEÑO HIBRIDO PARA RIEGO E HIDROENERGIA

Con la carga neta disponible y el gasto estimado por mes se realizó el cálculo de la potencia media de la turbina con base a la siguiente ecuación: (García y Nava, 2013).

$$P_{media} = n\gamma Q_m H_n \left(\frac{9.81}{1000}\right) \qquad [4]$$

Donde:

 P_{media} = Potencia media en kW con base en el factor de conversión (9.81/1000) de kg_f m/s.

= Peso volumétrico del agua en kg_f/m^3 γ

 Q_m = Gasto medio mensual turbinado en m³/s

 H_n =Carga neta más frecuente en m

 η = Eficiencia del conjunto turbogenerador: $\eta = \eta_{tx}\eta_{gen}(\%)$

- η_t = Eficiencia de la turbina en %
- η_g = Eficiencia del generador en %.

La eficiencia de la turbina depende de la velocidad en la tubería y por lo tanto del porcentaje del caudal de diseño operado, siendo afectada con gastos de operación menores al 50% de diseño tal y como se aprecia en la siguiente figura 2. (Mogollón, 2005).



Figura 2.- Curvas de rendimiento de las turbinas en función del caudal de diseño. (Mogollón, 2005).

La generación de energía media mensual y/o anual (G_{media}) se calcula con base a las horas efectivas generadas en el intervalo de tiempo con operación efectiva del gasto medio.

G_{media}= P_{media} * No horas/año [5] Donde: P_{media}esta en kW, G_{media} en kWh y No horas/año = 8,760 horas para efectos de generación.

En el presente caso, se consideró una turbina de bulbo con sólo 5,088 horas de generación equivalentes a los meses de noviembre a mayo el cual corresponde al período del ciclo agrícola. Con éste valor de tiempo de operación se calculó con el gasto medio mensual, la energía mensual producida mediante la ecuación [5] la cual se acumuló anualmente para definir la producción total esperada. Al total de energía anual acumulada se le restó el 3% de pérdidas en el transformador y en la central, además del 2% adicional por transporte. Considerando entonces una elevación inicial en el canal de 101.56 m, una eficiencia de turbina variable en función de la velocidad media y una eficiencia del generador del 97%, para cada una de las cotas propuestas para las opciones A, B, C y D, se aplicaron las ecuaciones [3], [4], y [5], calculándose la energía anual acumulada, tal y como se muestra en la tabla 2 siguiente.

Meses y año de operación del canal	Octubre	Noviembre	Diciembre	Fnero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio
Distribución mensual de la demanda (%)	6.54	20.05	16.86	56.66	89.33	100.00	95.28	40.29	7 82
Qm = Caudal promedio mensual (I/s)	400	1.227	1.032	3.468	5.467	6.120	5.831	2.466	479
Velocidad (m/s) (recomendable de 1 a 3 m/s)	0.16	0.48	0.41	1.37	2.16	2.41	2.3	0.97	0.19
% Sobre el flujo de Diseño	0.07	0.2	0.17	0.57	0.89	1	0.95	0.4	0.08
Eficiencia de Turbina (dec)	0.6	0.76	0.73	0.91	0.93	0.91	0.91	0.88	0.6
Pérdida por fricción en la tubería (m)	0.01	0.11	0.08	0.86	2.14	2.68	2.44	0.44	0.02
La pérdida en la entrada en transición se asume como Ke =0.4hv	0.00	0.00	0.00	0.04	0.10	0.12	0.11	0.02	0.00
La pérdida por rejillas de seguridad se tomará como Kr = 0.2hv	0.00	0.00	0.00	0.02	0.05	0.06	0.05	0.01	0.00
La pérdida en la entrada del tubo se asume como Ket= 0.5hv	0.00	0.01	0.00	0.05	0.12	0.15	0.13	0.02	0.00
La pérdida en la salida del tubo se tomará como Ks= 0.5hv	0.00	0.01	0.00	0.05	0.12	0.15	0.13	0.02	0.00
La pérdida por codos se tomará como Kc= 0.2hv	0.00	0.00	0.00	0.02	0.05	0.06	0.05	0.01	0.00
La pérdida en compuerta Slipmeter Kcr=	0.00	0.00	0.00	0.09	0.11	0.13	0.12	0.02	0.00
La pérdida de fricción total en los ductos de concreto (Hf)	-	0.03	0.02	0.19	0.46	0.58	0.53	0.09	-
La pérdida de Carga (Ht) total global =	0.01	0.16	0.11	1.31	3.14	3.93	3.57	0.63	0.02
Hn = Carga Neta (m)	11.99	11.84	11.89	10.69	8.86	8.07	8.43	11.37	11.98
Potencia disponible despues de la turbina (Kw)	28.23	108.31	87.82	330.83	441.96	441.13	438.77	241.97	33.76
Potencia disponible despues del generador (Kw)	27.38	105.06	85.19	320.90	428.70	427.90	425.61	234.71	32.74
Potencia disponible despues del transformador (Kw)	27.11	104.01	84.34	317.69	424.42	423.62	421.35	232.36	32.42
Potencia disponible depués de utilizacion por la PLANTA (Kw)	26.57	101.93	82.65	311.34	415.93	415.15	412.92	227.72	31.77
Potencia disponible despues de transporte LT (Kw)	26.03	99.89	81.00	305.11	407.61	406.84	404.67	223.16	31.13
Dias Operando	31.00	30.00	31.00	31.00	28.00	31.00	30.00	31.00	30.00
Energia mensual disponible antes de paros de mantenimiento (Kw-h	19,369	71,923	60,261	227,003	273,913	302,691	291,359	166,032	22,415
Energía mensual acumulada en el ciclo agrícola (Kw -hr)	19,369	91,292	151,553	378,556	652,469	955,160	1,246,519	1,412,551	1,434,966

Tabla 2.-Cálculo de energía mensual acumulada opción D.

En la opción D con una longitud de tubería de 2,620 m con diámetros interiores de 1,900 mm y 1,800 mm, con una carga bruta de 12 m y eficiencia total de conjunto turbogenerador del 92.2%, se tiene una energía acumulada de 1.434 GWh anual, con 282 kW de potencia promedio sólo de los meses de noviembre a mayo.

ANALISIS DE ALTERNATIVAS

La siguiente tabla 3, muestra los resultados obtenidos para las cuatro opciones analizadas: A, B, C y D. En la primera y segunda columna se tiene la opción a evaluar, así como su ubicación en el cadenamiento correspondiente en el canal. La tercera columna corresponde a la longitud de tubería necesaria para presurizar desde la fuente de abastecimiento y la cuarta columna corresponde a la elevación del cadenamiento considerado.

Tabla 3.- Alternativas A, B C y D para la producción anual de energía con diferentes ubicaciones de la central mini eléctrica.

Opción	Ubicación Central	Longitud de Tubería	Elevación	Carga Bruta Promedio	Carga Neta Promedio	Potencia Promedio	Energía Anual	Costo Tubería	Mi	Costo nicentral]	Costo proyecto	(Costo/km	Co	osto/Kwh	C	osto/Kwh
	[km]	[m]	[m]	[m]	[m]	[Kw]	[Gwh]	[USD]		[USD]		[USD]	ן	USD/km]	[U	SD/kWh]	[]	USD/kW]
А	0+090	90	95.5	6.06	5.28	151	0.77	\$ 144,296	\$	567,642	\$	711,938	\$	1,603,288	\$	0.74	\$	3,759.22
В	0+450	450	93.2	8.36	7.31	210	1.07	\$ 487,648	\$	796,690	\$	1,284,338	\$	1,083,662	\$	0.74	\$	3,793.76
С	2+125	2125	90	11.56	9.82	273	1.389	\$ 1,992,022	\$	995,863	\$	2,987,885	\$	937,422	\$	0.72	\$	3,647.85
D	2+618	2618	89.56	12	10.16	282	1.437	\$ 2,374,737	\$	995,863	\$	3,370,600	\$	907,081	\$	0.69	\$	3,531.43

A partir de aquí se tienen los cálculos de la carga bruta disponible (Hb) en la quinta columna y la carga neta calculada para cada una de las opciones a partir de la ecuación 2 y con el formato de la tabla 2 en la sexta columna. En las columnas (7) y (8), se tiene la potencia promedio en Kw, calculada como el promedio de todas las potencias mensuales desde noviembre a mayo, la energía en Gwh calculada mes por mes, con un total de 5,088 horas al año. Por último en las columnas 9 a la 14 se tienen los costos de tubería, minicentral, proyecto (calculado como la suma de ambos), y los unitarios por km de tubería, costo unitario por Kwh y por último costo unitario por Kw considerando sólo el costo de la central mini eléctrica. Los resultados de costo por KW obtenidos del orden de los \$3500 USD son similares a los obtenidos en otros proyectos similares para riego en Chile (**Correa, 2012** y Perú (**Maldonado, 2005**)

Como puede analizarse, el costo total de la central oscila entre \$0.71 (Opción A), hasta \$3.37 Millones de dólares (Opción D), dependiendo de su ubicación en el canal y de la longitud de la tubería necesaria, siendo el costo de la tubería el preponderante en su cálculo. Para poder definir cuál de las alternativas es más viable, se calcularon además de estos costos, los beneficios que generarían estas cuatro opciones, como son la modernización del propio canal mediante su entubamiento y sus beneficios inherentes como ahorro de agua por filtraciones, operación y fugas, costos de operación y mantenimiento e incremento de nuevas superficies al riego, así como la generación y venta de energía eléctrica.

A continuación, la tabla 4 muestra los beneficios anuales, así como los años de recuperación de la inversión de cada una de las 4 opciones estudiadas.

		Ahorros A	nual de Agua po	r Entubamiento		Beneficios en ahorros e ingresos a los Usuarios por año agrícola									
	Costo	Filtración	Operación y	Ahorro Total	Cu	uota de	U	tilidad por	C	onservación v		Venta de			Años
Opción	proyecto	y Fugas	Evaporación	Anual]	Riego	s	nuevas unerficies	n	nano de obra		Energía Fléctrica	T	otal Anual	Recuperación 100% Inversión
	[USD]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	ſUS	SD/año]	n I	USD/año]		[US D/año]		[US D/año]		US D/año]	[años]
А	\$ 711,938	70.5	5.3	75.8	\$	798	\$	5,101	\$	473.68	\$	24,187.32	\$	30,559.38	23.30
В	\$ 1,284,338	352.5	26.4	379.0	\$	3,989	\$	25,501	\$	2,368.42	\$	33,584.32	\$	65,442.61	19.63
С	\$ 2,987,885	2,980.7	275.8	3,256.5	\$	34,279	\$	247,402	\$	11,184.21	\$	42,345.26	\$	335,210.72	8.91
D	\$ 3,370,600	3,352.8	351.3	3,704.1	\$	38,990	\$	277,521	\$	13,789.47	\$	43,728.05	\$	374,028.94	9.01

Tabla 4.- Beneficios y años de recuperación de la inversión de la tubería y la central mini eléctrica.

Los procedimientos de cálculo de los beneficios se encuentran justificados en función de cada una de las alternativas propuestas, calculando los ahorros anuales de agua para riego en función de la filtración del canal con el procedimiento propuesto por la fórmula de Moritz, (**Rojas, 2015**) y (**Palacios, 2008**) para la longitud de cada una de las propuestas A, B, C ó D. Al respecto, Las pérdidas de conducción en los canales de los Distritos de riego tienen varios componentes, destacándose como principales: 1) la evaporación de canales y diques, la cual no es significativa pero existe 2) la infiltración, considerada como la más importante 3) las fugas en las estructuras y 4) las debidas al manejo y operación de los canales. Estas últimas se deben a: errores en los programas de riegos, a errores en el manejo de canales y estructuras y a pérdidas administrativas (volúmenes netos no reportados). Las perdidas por infiltración suelen ser importantes principalmente en canales no revestidos o con el revestimiento en mal estado; sin embargo, es común sobreestimarlas debido a que se confunden con las de manejo.Así, bajo el supuesto de un flujo normal en el canal, considerando que la velocidad del agua puede estimarse con la fórmula de Manning, se deduce que la pérdida de agua por kilómetro en un canal se estima con la siguiente fórmula: **Palacios, (2008**)

Donde:

 P_i - Pérdidas de conducción en por ciento, por kilómetro de canal (%);

 $Pi = 27.78 \frac{nI_b}{S^{0.5} R^{5/3}}$

[6]

n - Coeficiente de rugosidad de Manning, adimensional;

I^b - Coeficiente de infiltración básica en m/hr;

S - Pendiente del canal en m/m;

R - Radio hidráulico en m, igual al área hidráulica entre perímetro mojado.

La columna 3 de la tabla 4 estimó mediante las pérdidas de infiltración descritas. La columna 5 contiene las pérdidas de operación y evaporación estimadas con datos históricos de aforos y datos climatológicos considerando sólo el espejo del agua del canal y el ahorro total como la suma de ambos datos en la columna 6 de la misma tabla 4.Los Beneficios por ahorros e ingresos en recursos de tienen debido a los ingresos por cuota de riego derivados del volumen ahorrado por el entubamiento, el cual es del orden los \$50 USD por hectárea nueva, las utilidades por nuevas superficies cosechadas el cual es del orden de \$500 USD por hectárea nueva, los ahorros de conservación anual al entubar el canal los cuales son del orden de \$5,000 USD/km de canal entubado y la venta de energía al año la cual se considera a un precio estimado del orden delos \$32.36 USD/MWh. Según la tabla 4, las opciones C y D (con longitudes de tubería $L_C= 2,125$ m y $L_D= 2,618$ m respectivamente) son las que tienen una tasa de retorno de la inversión más favorables en el caso de considerar la inversión por parte de los usuarios del Módulo de Riego.

En ambos casos la inversión se recupera en prácticamente 9 años. Con el 50% de apoyo con recursos federales para los usuarios éste retorno es de 4.5 años.

RESULTADOS Y CONCLUSIONES

Los usuarios seleccionaron la opción D con L=2,620 m, ya que interconectaron su red de riego con otras tuberías ya instaladas aguas abajo.

En el caso de las obras asociadas de riego y generación de energía, la demanda de riego tiene prioridad en cuanto al diseño al no haber reservorio de regulación.

Para el caso de los canales con entubamiento, el costo de la tubería puede ser hasta de un 85% del costo del proyecto, como es este caso, lo cual hace incosteable el proyecto, considerando sólo la venta de energía, por lo que es necesario justificar los proyectos con los beneficios inherentes de la modernización hidroagrícola, como fue este caso.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Correa J. Lucas (2012).- *Generación de energía hidreléctrica en canales de regadio*. Memoria para optar al título de ingeniero civil mención ingeniería hidráulica sanitaria y ambiental. Universidad de Chile. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas Departamento de Ingeniería Civil. Santiago de Chile.

García G. Héctor y Nava M. Arturo. (2013). Selección y Dimensionamiento de Turbinas Hidráulicas para centrales eléctricas. UNAM. Facultad de Ingeniería. México D.F.

Mogollón Jorge (2005.).*Clasificación de turbina hidráulicas.* Página Web http://clasificaciondeturbinas.blogspot.mx/2015/03/clasificacion-de-turbinas-hidraulicas.html.

Maldonado Q. Francisco. (2005). Diseño de una turbina de río para la generación de electricidad en el Distrito de Mazán-Región Loreto. Monografía técnica para optar el título profesional de Ingeniero Mecánico de Fluidos. Universidad Nacional Mayor de San Marcos. Facultad de Ciencias Físicas EAP de Ingeniería Mecánica de Fluidos, Lima, Perú,

Montiel G. Mario y Peña P. Efrén (2014). *La Flexibilidad del Riego en el diseño hidráulico de sistemas mixtos: riego por goteo y gravedad.* IAHR Memorias del XXVI Congreso Latinoamericano de Hidráulica Santiago, chile, agosto 2014.

Palacios V. Enrique y Mejía S. E. (2009). *Eficiencia en el uso del agua en los Distritos de Riego de México*. Memorias del XV Congreso Nacional de Irrigación. Asociación Nacional de Irrigación (ANEI). Puerto Vallarta, Jalisco, México.

Rojas Pablo, (2015). *Hidráulica. Pérdidas en Canales.* Página Web:https://www.ingeciv.com/category/hidraulica/perdidas-en-canales/.

Velazquez Serrano Luis. F. (2016). *"II Informe de la Operación, Conservación y Administración del Módulo de Riego IV.1 "Culiacancito"*. S/N Editorial. Culiacán de Rosales, Sinaloa, México.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

ESTUDOS DE FLARING PIERS EM MODELO HIDRÁULICO REDUZIDO DESENVOLVIDOS NO BRASIL

1er. Rafael de Lara, 2er. Carlos Olavo Slota Ovelar, 3er. Carolina Fontanelli, 4er José Junji Ota, 5er Maurício Dziedzic y 6er Sabrina Torchelsen Cruz

1^{et} Companhia Paranaense de Energia – Copel, Brasil, rafael.lara@copel.com
 2^{et} Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento - LACTEC CEHPAR, Brasil, carlos.ovelar@lactec.org.br
 3^{et} Companhia Paranaense de Energia – Copel, Brasil, carolina.fontanelli@copel.com
 4^{et} Universidade Federal do Paraná, Brasil, ota.dhs@ufpr.br
 5^{et} Universidade Positivo, Brasil, dziedzic@up.edu.br

6^{er} Companhia Paranaense de Energia – Copel, Brasil, sabrina.cruz@copel.com

RESUMO:

No projeto de vertedouros é importante a busca por soluções que reduzam o potencial erosivo do escoamento efluente de alta velocidade. Neste sentido, destacam-se os flaring piers, que são alargamentos implantados nos pilares que delimitam os vãos de vertedouros controlados por comportas, com o objetivo de promover alterações no escoamento que tornem a dissipação de energia mais eficiente. No entanto, atualmente essa solução só foi implantada em vertedouros de obras chinesas. O presente trabalho sintetiza quatro estudos brasileiros que avaliaram diferentes configurações geométricas dessa solução em modelos hidráulicos reduzidos com o objetivo de compreender melhor seu desempenho hidráulico e seus benefícios na redução do potencial erosivo de escoamentos. O primeiro estudo utilizou um vertedouro com salto esqui para avaliação da fossa de erosão, o segundo estudo utilizou um descarregador de fundo e avaliou os perfis de velocidade do escoamento, o terceiro utilizou este mesmo modelo para avaliação de erosão a jusante, e por fim o quarto comparou alternativas de redução da bacia de dissipação e erosão provocada a jusante.

ABSTRACT:

In the design of spillways it is important to search for solutions that reduce the erosive potential caused downstream by high velocity flow and a solution known as flaring piers call attention in this sense. Flaring piers are enlargements of gate controlled spillway piers that narrow the chute, improving the dissipation of kinetic energy of the effluent flow. However, currently this solution was only used in China. The present work summarises four Brazilian researches that evaluated different geometric configurations of flaring piers in physical models aiming to understand its hydraulic behaviour and its benefits in reducing the potential erosive of flow. The first research used a spillway with ski-jump to evaluate the scour hole, the second used a bottom outlet to evaluate velocity profiles of the flow, the third used this same physical model to evaluate the downstream scour, and at last the fourth research compared alternatives to reduce the stilling basin and scour caused downstream.

PALAVRAS-CHAVE: Vertedouros; Pilares alargados; Flaring Gate Piers.

INTRODUÇÃO

Na América do Sul, o estudo de vertedouros assume especial importância devido ao fato de existir um grande potencial hidrelétrico a ser explorado na região amazônica, que possui um contexto geológico mais suscetível a processos erosivos provocados por escoamentos dessas estruturas. Diante disso, são importantes soluções que busquem a redução do potencial erosivo do escoamento efluente do vertedouro.

Nesse sentido, cabe destacar o estudo e aplicação de soluções alternativas pela China, país que passa por um processo de desenvolvimento econômico pujante, acompanhado da construção de muitas barragens para usos múltiplos, incluindo geração de energia. Nesse país, a construção de barragens cada vez mais altas, ultrapassando 200 m, em vales estreitos e muitas vezes constituídos por rochas com características desfavoráveis quanto à resistência aos efeitos hidrodinâmicos, tais como calcários, exigiu o desenvolvimento de soluções diferenciadas para a dissipação de energia de seus vertedouros, entre as quais os *Flaring Piers* chamam a atenção devido à sua vasta aplicação (LARA, 2018).

Conforme Gao *et al* (2000), os *flaring piers* são alargamentos dos pilares do vertedouro que estreitam a seção disponível para a passagem do escoamento, alterando suas características e aumentando a eficiência da dissipação de energia. Esses autores citam que o emprego dessa solução viabilizou a implantação de barragens em vales estreitos com rochas suscetíveis a erosão. Segundo Guo (2006), a implantação de *flaring piers* no vertedouro da barragem de Ankang, na China, possibilitou a redução de 1/3 do comprimento da bacia de dissipação. Essa solução difere de outra utilizada na Europa desde a década de 50, denominada *slit buckets*, que consiste no estreitamento da calha na concha defletora, aplicada apenas em órgãos de descarga com lançamento do jato.

Os *flaring piers* estão sendo desenvolvidos e aplicados em várias obras na China e tem vasta aplicação podendo ser associados com salto de esqui, bacias de dissipação, calha em degraus, entre outros. No entanto, fora daquele país, existem poucos estudos a respeito de seu funcionamento e desempenho. Esse fato ensejou a busca pelo conhecimento dessa solução pelo Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento – LACTEC/CEHPAR e Companhia Paranaense de Energia – COPEL GeT (localizados no sul do Brasil), os quais vêm desenvolvendo pesquisas conjuntas sobre o assunto desde 2010, que resultaram, até o momento, em quatro trabalhos: Lara (2011), Cruz (2016), Fontanelli (2017) e Ovelar (2018). Todos os trabalhos utilizaram modelos hidráulicos reduzidos desenvolvidos no Centro de Hidráulica e Hidrologia Prof. Parigot de Souza (CEHPAR) que faz parte do LACTEC e está instalado em Curitiba.

O objetivo do estudo de Lara (2011) foi avaliar a redução dos processos erosivos no leito do rio e as principais características do comportamento hidráulico de *flaring piers* associados a um vertedouro com salto de esqui.

Cruz (2016) ensaiou, em um canal experimental, quatro alternativas de *flaring piers* na saída de um descarregador de fundo. O objetivo desse estudo foi analisar as velocidades junto ao fundo do canal, que desempenham papel preponderante nos processos de erosão e transporte de sedimentos.

Fontanelli (2017) deu prosseguimento aos ensaios realizados por Cruz (2016), utilizando o mesmo canal experimental e modelo reduzido de descarregador de fundo, inserindo leito móvel não coesivo no canal e ampliando as alternativas ensaiadas, com o objetivo de avaliar o mecanismo de dissipação de energia e a influência dos parâmetros geométricos na erosão a jusante da estrutura.

Por fim, Ovelar (2018) avaliou o desempenho hidráulico de um vertedouro provido de *flaring piers* associado com bacia de dissipação em modelo hidráulico reduzido com fundo móvel, onde observou o potencial erosivo do escoamento, os volumes e profundidades de erosão do leito a jusante das estruturas, em comparação com um vertedouro convencional com as mesmas características de vazão e queda. O estudo de Ovelar faz parte dos resultados do projeto de P&D PD-06491-0369/2015 - Desenvolvimento de critérios para dimensionamento de bacias de dissipação de energia com o uso de Flaring Piers utilizando modelo hidráulico reduzido - desenvolvido pelo LACTEC/CEHPAR e COPEL GeT no âmbito do Programa de Pesquisa e

Desenvolvimento Tecnológico do Setor de Energia Elétrica regulamentado pela Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL).

GEOMETRIA DOS FLARING PIERS

O mecanismo de dissipação de energia nos *flaring piers* ocorre por meio do alargamento gradual da seção dos pilares que contraem a seção disponível para o escoamento, alterando a direção das linhas de fluxo e gerando jatos esbeltos que se expandem logo a jusante dos pilares. O choque dos jatos leva à formação de vórtices turbulentos com diferentes tamanhos, ocasionando um ambiente propício para a incorporação de ar (FONTANELLI, 2017), conforme ilustra a Figura 1. Dessa forma, uma grande parcela da energia cinética é dissipada, e a velocidade no fundo da região de impacto é bastante reduzida.



Figura 1. – Ilustração do vertedouro provido de flaring piers

Segundo Lara (2011) o comportamento do escoamento a jusante é influenciado pelas variáveis geométricas denominadas razão de contração (η) e ângulo de deflexão (θ), conforme definido por Guo *et al.* (2000), as quais estão apresentadas nas Equações 01 e 02 e ilustradas na Figura 2. Além desses parâmetros, Mo *et al* (2007) estabelecem critérios para o início da contração (z).

$$\eta = \frac{\mathbf{b}}{B_c} \tag{1}$$

$$\theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{\mathrm{a}}{L_c}\right)$$
^[2]

Onde:

a = Largura do alargamento do pilar (m);

b = Largura do vão da calha na seção mais estreita (m);

Bc = Largura do vão da calha a montante do flaring pier (m);

Lc = Comprimento do alargamento do pilar (m).

Z = Distância vertical entre a elevação da crista do vertedouro e a elevação onde o início do alargamento intercepta a superfície/perfil/calha do vertedouro (m).



Figura 2.- Ilustração das variáveis geométricas dos flaring piers para determinar a razão de contração (η) e o ângulo de deflexão (θ)

A geometria dos *flaring piers* também pode ser classificada conforme sua seção transversal. Conforme Wei (2013), os pilares podem ter formato retangular, em "Y", "X", "V" ou "T", simétrica ou não, conforme ilustra a Figura 3. Ressalta-se que apesar da literatura apresentar a geometria conforme a seção do pilar, o formato está mais relacionado à área da seção disponível ao escoamento.



Figura 3.- Formatos usuais de *flaring piers*

PESQUISAS DESENVOLVIDAS

As pesquisas sobre *flaring piers* no Brasil estão restritas aos trabalhos conjuntos desenvolvidos entre a COPEL e LACTEC/CEHPAR. Lara (2011) foi o primeiro autor a abordar o tema no Brasil. Nesse primeiro trabalho, iniciado em 2010, foram realizados ensaios exploratórios em um vertedouro com salto de esqui, buscando compreender as características e potencialidades dessa solução. O trabalho revelou a possibilidade de aplicar essa alternativa em vertedouros providos de bacia de dissipação e ainda com calha em degraus. Naquela ocasião se verificou que os *flaring piers* são construídos com diversas geometrias da seção dos pilares. A amplitude de possibilidades para aplicação desses dispositivos motivou um novo ciclo de pesquisas voltado para o comportamento combinado com bacias de dissipação, que está em andamento.

O autor realizou 45 ensaios no modelo hidráulico reduzido do vertedouro da Usina Hidrelétrica Mauá. (Figura 4) empregando *flaring piers* e *slit buckets* na escala geométrica 1/100, utilizando o critério de semelhança de Froude. Essa usina encontra-se em operação na região sul do Brasil tendo potência instalada de 361 MW. A usina já estava construída à época e não foi beneficiada pelos estudos.



Figura 4. – Vista geral do modelo reduzido da UHE Mauá (Lara, 2011)

O autor variou os parâmetros geométricos $\eta \in \theta$, configurando duas alternativas de *flaring piers*, para as quais foram ensaiadas cinco vazões objetivando a comparação da fossa de erosão formada a jusante com aquela formada nos ensaios com o vertedouro convencional. Essa comparação foi feita para os volumes de material erodido e depositado em barras de blocos a jusante, bem como para a profundidade máxima da fossa de erosão. A Figura 5 apresenta o resultado após um dos ensaios realizados.



Figura 5. – Fossa de erosão após os ensaios de Lara (2011)

Cruz (2016) avaliou a velocidade no fundo do canal, responsável pelos processos de erosão e transporte de sedimentos, em quatro alternativas de geometria de *flaring piers* a jusante de um

descarregador de fundo na escala 1/50 utilizando o critério de semelhança de Froude, conforme ilustra a Figura 6.



Figura 6. – Canal experimental utilizado por Cruz (2016)

Fontanelli (2017) deu prosseguimento aos ensaios realizados por Cruz (2016), utilizando o mesmo modelo reduzido de descarregador de fundo. A autora inseriu leito móvel no canal, conforme ilustrado na Figura 7, e ampliou as alternativas ensaiadas para avaliar o mecanismo de dissipação de energia dessas estruturas e a influência dos parâmetros geométricos na erosão a jusante. Fontanelli (2017) ensaiou dez alternativas para *flaring piers* com diferentes parâmetros ($\eta e \theta$), todas com geometria retangular.



Figura 7. – Canal experimental com inserção da caixa de erosão utilizado por Fontanelli (2017)

Por fim, Ovelar (2018) avaliou o desempenho hidráulico de vertedouros providos de *flaring piers* associados com bacia de dissipação em modelo hidráulico reduzido com fundo móvel na escala 1/50, conforme ilustra a Figura 8, onde observou o potencial erosivo do escoamento, os volumes e as profundidades de erosão do leito a jusante das estruturas, em comparação com vertedouro convencional. O autor avaliou oito alternativas variando o comprimento da bacia de dissipação e os parâmetros geométricos dos *flaring piers*.



Figura 8. – Modelo hidráulico reduzido utilizado nos ensaios de Ovelar (2018)

A Tabela 1 apresenta um resumo com as principais características (razão de contração, ângulo de deflexão e geometria dos pilares, além da queda e vazão específica) dos trabalhos desenvolvidos.

Autor	Tipo de órgão de descarga	η	θ	Geometria	Н	q
-		-	[°]	-	[m]	[m ³ .s.m]
Lara (2011)	Salto de esqui	0,50 / 0,70	15 / 19	Retangular	63*	36 / 59 / 78 / 125
Cruz (2016)	Descarregador de fundo	0,40 / 0,50 / 0,66	20	Retangular	43	133
Fontanelli (2017)	Descarregador de fundo	0,40 / 0,50 / 0,66	15 / 20 / 25	Retangular	43	133
Ovelar (2018)	Bacia de dissipação	0,50	21,8	Y	64	99

 Tabela 1.- Principais características dos trabalhos realizados

*diferença entre os níveis de montante e de jusante

RESULTADOS DAS PESQUISAS DESENVOLVIDAS

Na pesquisa desenvolvida por Lara (2011) concluiu-se que a alternativa com *flaring piers* com η =0,50 seria uma alternativa eficiente na redução dos problemas relacionados à erosão para um vertedouro convencional sob as mesmas condições. Entre os benefícios encontrados verificou-se:

- Profundidade máxima da fossa de erosão de 60% daquela obtida no ensaio com o vertedouro convencional;

- Volume de material erodido correspondente a um terço daquele verificado para o vertedouro convencional para a vazão de projeto, igual a 125 m³/s/m (Figura 9);

- Taxa de variação de volume de material erodido decrescente à medida que aumenta a vazão (Figura 9);

- Menor volume de material depositado para vazões com recorrência entre 5 e 100 anos $(2.070 \text{ e } 4.491 \text{ m}^3\text{/s})$ em relação ao vertedouro convencional (Figura 10).

A pesquisa de Lara (2011) também concluiu que a redução da barra de blocos a jusante de vertedouros, com relação à solução convencional, pode mitigar efeitos indesejáveis como aprisionamento de peixes.



Figura 9. – Evolução do volume de material erodido com a vazão para cada configuração (Lara, 2011)





A pesquisa de Cruz (2016) verificou que a utilização de *flaring piers* em descarregadores de fundo influencia diretamente as velocidades do escoamento próximas ao fundo do canal, se configurando como uma alternativa para reestabelecer o escoamento nessa região e podendo contribuir para a diminuição do potencial erosivo a jusante de órgãos de descarga, incluindo a possibilidade de redução da bacia de dissipação, conforme apresentado na Figura 11. No entanto, valores de razão de contração η abaixo de 0,50 conduziram a afogamento do escoamento a montante, portanto não sendo recomendadas.



Figura 11. – Perfil longitudinal de velocidade média próximo ao fundo do canal (Cruz, 2016)

Na pesquisa de Fontanelli (2017) verificou-se redução do comprimento aparente do ressalto hidráulico em até 57% (η =0,40) em relação ao descarregador de fundo sem *flaring piers*, conforme pode ser visto na Tabela 2. Ainda, ao aplicar as variáveis do estudo na equação proposta por Chen *et. al* (2009), que expressa o comprimento aparente do ressalto hidráulico efluente de flaring piers, encontrou-se forte aderência de resultados, sendo que a alternativa com razão de contração η =0,66 e ângulo de deflexão θ =15° apresentou diferença de 3% em relação à expressão do autor mencionado.

η	θ	Comprimento do ressalto hidráulico	Redução em relação ao vertedor convencional
-	[°]	[m]	[%]
0,40	15	0,50765	40,34
0,40	20	0,36311	57,32
0,40	25	0,38434	54,83
0,50	15	0,58707	31,00
0,50	20	0,40172	52,79
0,50	25	0,37499	55,93
0,66	15	0,52206	38,64
0,66	20	0,45408	46,63
0,66	25	0,45760	46,22

Tabela 2.- Redução do comprimento do ressalto hidráulico em relação ao vertedor convencional

A profundidade máxima da fossa de erosão e o volume total de material erodido foram reduzidos em 53% e 83%, respectivamente, na alternativa de *flaring piers* com razão de contração de 0,40 com relação às alternativas de descarregador convencional para a vazão específica de 133 m³/s/m. As Figuras 12 e 13 ilustram os resultados obtidos relativos à profundidade da fossa de erosão e o volume de material erodido, cujos ensaios foram realizados em duas etapas: na etapa 1 considerou-se a caixa de erosão original, simulando o leito natural do rio; na etapa 2, removeu-se a barra de material formada na etapa 1, simulando eventuais carreamentos de material.



Figura 12. - Comparação entre as profundidades máximas da fossa de erosão para as alternativas ensaiadas por Fontanelli (2017)



Figura 13. - Comparação entre o volume de material erodido para as alternativas ensaiadas por Fontanelli (2017)

Ressalta-se que, assim como verificado por Cruz (2016), ocorreu afogamento do escoamento para as alternativas com valores de razão de contração iguais a 0,40 e ângulo de deflexão de 20° e 25°. Contudo, houve também influência do ângulo de deflexão (θ), o que se verifica uma vez que para valores de η =0,40 e θ =15° não ocorreu afogamento, que ocorreu para η =0,50 e θ =25°.

Em sua pesquisa, Ovelar (2018) notou que, com a utilização de *flaring piers* em vertedouros com bacia de dissipação, o ressalto hidráulico apresentou menores comprimentos do rolo superficial em comparação com o ressalto proveniente do vertedouro convencional. Não foram medidas velocidades, porém, visualmente, o ressalto hidráulico nos ensaios com *flaring piers*, apresentou menores velocidades de escoamento junto ao fundo da bacia de dissipação na região do *end sill*, comparado aos ensaios com vertedouro convencional, que foi capaz de arrastar material móvel e colocá-lo em suspensão no escoamento, efeito não observado nos ensaios com *flaring piers*.

O autor comparou quatro comprimentos de bacia de dissipação para vertedouro com *flaring piers* (η =0,50) e convencional, concluindo que a bacia dimensionada pelos critérios do USBR, para o vertedouro convencional, e a bacia de dissipação com comprimento 39% menor, porém com *flaring piers*, produziram o mesmo volume de material erodido (3.800-3.900 m³). A mesma redução de comprimento aplicada ao vertedouro convencional produziria um volume praticamente o dobro daquele utilizando *flaring piers*, conforme apresenta a Tabela 3.

Ensaio	Bacia de dissipação	Pilares	Profundida de de	Altura da barra	Volume erodido	Observação
-			erosão [m]	[m]	[m ³]	
1	^	Convencionais	3,5	5,2	3100	Dania 220/ major
2	A	Flaring Piers	1,1	1,5	340	Bacia 23% maior
3	Р	Convencionais	4,3	5,6	3900	Dania Dadrão LISPD
4	В	Flaring Piers	2,3	4,3	490	Bacia Paulao USBR
5	C	Convencionais	4,9	5,4	6100	Paoia 16% monor
6	C	Flaring Piers	3,7	5,3	2200	
7	D	Convencionais	5,5	5,5	7700	Bacia 30% monor
8	U	Flaring Piers	4,5	5,3	3800	

 Tabela 3.- Redução do comprimento do ressalto hidráulico em relação ao vertedor convencional

CONCLUSÕES

Os estudos sobre *flaring piers* iniciados em 2010, pela COPEL e LACTEC/CEHPAR, indicaram potencial de aplicação dessa solução em vertedouros com possível diminuição das dimensões das suas estruturas de dissipação de energia. As pesquisas posteriores confirmaram essa possibilidade, o que foi verificado pela redução do comprimento da bacia de dissipação em até 40% sem aumento no volume de material erodido a jusante.

Sempre se referindo ao comportamento de órgãos de descarga convencionais, apesar de ainda não se dispor de um critério para dimensionamento hidráulico dos *flaring piers*, esse conjunto de pesquisas revelou bons resultados para a razão de contração de 0,50, tanto no comportamento hidráulico como na redução de efeitos erosivos. Abaixo desse valor, a razão de contração igual a 0,40 (estrangulamento maior da seção disponível ao escoamento) apresentou comportamento hidráulico inadequado. Em alguns casos elevou os níveis de água a montante do órgão de descarga e, de uma forma geral, provocou escoamentos instáveis e inadequados aos exigidos para obras hidráulicas.

Contudo a razão de contração não deve ser observada isoladamente. Outro parâmetro que influencia o comportamento dos *flaring piers* é o ângulo de deflexão. Na pesquisa apresentada por Fontanelli (2017) o valor de 15° não reduziu significativamente a profundidade máxima da erosão a jusante e reduziu menos o volume de material erodido, mesmo com a razão de contração de 0,50, que apresentou resultados melhores para os ângulos de 20° e 25°.

Os menores volumes de material erodido e depositado na forma de barras a jusante, observados nas pesquisas que utilizaram fundo móvel, e as menores velocidades verificadas junto ao fundo, a jusante da estrutura de dissipação, fornecem evidências de que a aplicação desses dispositivos pode mitigar significativamente impactos ambientais desfavoráveis provocados pela operação de vertedouros, tais como aprisionamento de peixes e erosões do leito e das margens a jusante.

A bibliografia disponível, concentrada em publicações chinesas, não permite dimensionar a estrutura de vertedouros considerando essa solução. A continuidade das pesquisas nessa área, que está sendo levada a cabo pelas instituições citadas, permitirá conhecer melhor os efeitos do ângulo de deflexão e razão de contração no comportamento hidráulico e na eficiência da dissipação de energia e, consequentemente, aproveitar seu benefício.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CEHPAR (2011). *Projeto Hl-168. Estudo da Eficiência Hidráulica de Dissipadores de Energia tipo Flaring Piers - Relatório Final. Curitiba, Brasil.*

CHEN, D.; WANG, S.; HAN, J. *Experimental Research on the Lenght of 3D Hydraulic Jump in Joint Energy Dissipator.* Advances in Water Resources and Hydraulic Engineering: Proceedings of 16th IAHR-APD Congress and 3rd Symposium of IAHR-ISHS. v. 6, p.2037-, 2009.

CRUZ, S. T. (2016). Avaliação do Escoamento com Superfície Livre a Jusante de Descarregadores de Fundo providos de Pilares de Seção Variável – Estudo em Modelo Hidráulico Reduzido. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Positivo, Curitiba, Brasil.

FONTANELLI, C. (2017). Utilização de Pilares de Vertedouros com 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 Hydraulic Research in IAHR In: International Association of Hydro-Environment Engineering and Research Meeting. Anais

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; OTA, J. J.; FABIANI, A. L. T. Reduction of the erosive effects of effluent jets from spillways by contractions in the flow. Revista Brasileira de Recursos Hídricos [online]. 2018, vol. 23, e11. Available from: http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2318-03312018000100211&lng=en&nrm=iso>. Epub Apr 23, 2018. ISSN 1414-381X. http://dx.doi.org/10.1590/2318-0331.0318170154.

MO, Z.; WU, C.; HONG, L.; BO, W.; HU, Y. *Relationship of Location of Flaring Gate Piers, Froude Number at Section of Starting Flare and Weir Head.* Journal of Sichuan University, v. 39, n. 4, p. 26–30, 2007.

OVELAR, C. O. S. (2018). *Vertedouros com pilares alargados e bacia de dissipação: avaliação do potencial erosivo e comprimento da bacia com modelo hidráulico reduzido.* Dissertação de Mestrado, UFPR, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental, Curitiba, Brasil.

WEI, W. R. *Experimental Study on Hydraulic Characteristics of X-Shape Flaring Gate Pier and Deflecting Stilling Basin United Energy Dissipator.* Applied Mechanics and Materials, v. 376, p. 279–283, 2013.

INFLUÊNCIA DOS FLARING PIERS NA CAPACIDADE DE DESCARGA DE VERTEDOUROS

1er. Ingrid Illich Muller, 2er. Carlos Eduardo Neiva de Lima Michaud, 3er. Carlos Olavo Slota Ovelar, 4er. Carolina Fontanelli, 5er. Fernando Ribas Terabe

1^{er}Companhia Paranaense de Energia – Copel, Brasil, ingrid.muller@copel.com
 2^{er}Companhia Paranaense de Energia – Copel, Brasil, michaud@copel.com
 3^{er}Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento - LACTEC CEHPAR, Brasil, carlos.ovelar@lactec.org.br
 4^{er}Companhia Paranaense de Energia – Copel, Brasil, carolina.fontanelli@copel.com
 5^{er}Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento - LACTEC CEHPAR, Brasil, fernando.terabe@lactec.org.br

RESUMO:

Este trabalho avaliou como a utilização de *flaring piers* afeta a capacidade de descarga de vertedouros. Os *flaring piers* são alargamentos dos pilares de vertedouros controlados por comportas que estreitam a passagem do escoamento, aumentando a dissipação de energia cinética efluente. O presente estudo utilizou ensaios em modelo hidráulico reduzido de um vertedouro em canal horizontal retangular, no qual foram realizados onze ensaios, cada qual com uma geometria diferente de *flaring piers*, considerando as mesmas condições de vazão. Observou-se redução de 9,1% na capacidade de descarga nos ensaios com *flaring piers* de seção retangular e início de alargamento 6,50 m abaixo da crista em comparação com o vertedouro convencional (pilares sem alargamento). A utilização de *flaring piers* em formato "Y" e início de alargamento 14,00 m abaixo da crista reduziu a capacidade de descarga em 0,6%. A conclusão foi que o formato da seção dos *flaring piers* e sua posição em relação à crista podem afetar a capacidade de descarga.

ABSTRACT:

This work evaluated how the use of flaring piers affects the discharge capacity of spillways. The flaring piers are enlargements of gate controlled spillway piers that narrow the flow passage, improving the dissipation of kinetic energy of the effluent flow. The present research used tests in a physical model of a spillway in a horizontal rectangular channel, in which eleven tests were carried out, with different geometries of flaring piers, considering the same flow conditions. It was observed a reduction of 9.1% in the discharge capacity in the tests with flaring piers of rectangular section and beginning of enlargement 6,50 m below the crest in comparison with the conventional spillway (piers without enlargement). The use of "Y" section flaring piers and beginning of the enlargement 14.00 m below the spillway crest reduced the discharge capacity by 0.6%. The conclusion was that both the shape of the section of the flaring piers and their position in relation to the spillway crest can affect the discharge capacity.

PALAVRAS-CHAVE: Dissipação de energia; Pilares alargados; Flaring Gate Piers.

INTRODUÇÃO

Em um aproveitamento hidráulico, o vertedouro é a estrutura que tem por função extravasar a vazão excedente, de modo a garantir que não sejam ultrapassados os níveis de segurança fixados no projeto. O descarregamento de cheias apresenta grandes quantidades de energia potencial a montante da barragem, a qual é transformada em energia cinética, que deve ser suficientemente dissipada de modo a controlar erosões e danos a jusante. Dessa forma, a estrutura de dissipação de energia deve ser cuidadosamente dimensionada, escolhendo-se a melhor solução do ponto de vista da eficiência hidráulica e da economia, sem negligenciar os aspectos da segurança da obra (FONTANELLI, 2017).

A partir da década de 70, a China iniciou o desenvolvimento de soluções inovadoras com o objetivo de reduzir os processos erosivos a jusante de vertedouros causados por grandes parcelas de energia cinética do escoamento. Nesse país, foi desenvolvida uma geometria de pilar de vertedouro capaz de aumentar a dissipação de energia. Essa solução, chamada de *flaring piers* está sendo largamente aplicada em vertedouros de obras chinesas. A estrutura consiste no alargamento dos pilares do vertedouro na direção do escoamento, estreitando a seção livre da calha entre eles. Esse estreitamento modifica as características do escoamento efluente aumentando a eficiência da dissipação de energia (GAO et al, 2000). No entanto, a alteração na geometria dos pilares próximo à crista do vertedouro pode reduzir sua capacidade de descarga.

Este artigo apresenta parte dos resultados do projeto de P&D PD-06491-0369/2015 – Desenvolvimento de critérios para dimensionamento de bacias de dissipação de energia com uso de *flaring piers* utilizando modelo hidráulico reduzido - desenvolvido pelo Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento (LACTEC/CEHPAR) e Companhia Paranaense de Energia (COPEL GeT), Curitiba, Paraná, Brasil, no âmbito do Programa de Pesquisa e Desenvolvimento Tecnológico do Setor de Energia Elétrica regulamentado pela Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL).

FLARING PIERS

O funcionamento dos *flaring piers* ocorre por meio do alargamento gradual da seção dos pilares que contraem a seção do escoamento, alterando a direção das linhas de fluxo e gerando jatos esbeltos, que se expandem logo a jusante dos pilares. O choque dos jatos leva à formação de vórtices turbulentos com diferentes tamanhos, melhorando a dissipação de energia, e favorecendo a incorporação de ar no escoamento (GUO et al, 2006).

A Figura 1 apresenta os principais parâmetros geométricos que definem os *flaring piers:* a razão de contração (η), o ângulo de deflexão (θ) e a posição de início do alargamento (Z).



Figura 1. - Detalhe da geometria dos flaring piers

A razão de contração (η) representa o percentual de estreitamento da passagem nos vãos do vertedouro, ou seja, a razão entre a largura na seção de maior estreitamento (B') e a largura livre na seção sem contração (B), conforme a Equação 1. O parâmetro θ é o ângulo de deflexão do paramento do pilar em relação à direção do escoamento, que impacta diretamente na mudança de direção das linhas de corrente, conforme a Equação 2. O parâmetro Z é a diferença entre as elevações da crista da ogiva e do início do alargamento dos pilares.

$$\eta = \frac{B}{B}$$
[1]

$$\theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{a}{L}\right)$$
[2]

A Figura 2 apresenta o vertedouro da usina de Daschaoshan (China) em operação, onde é possível visualizar o padrão do escoamento efluente dos *flaring piers*.



Figura 2. - Vertedouro da usina de Daschaoshan (China) em operação

A geometria dos *flaring piers* também pode ser classificada conforme sua seção transversal. Segundo Wei (2013), os pilares podem ter formato retangular, em Y, X, V ou T, simétricos ou não. Ressalta-se que apesar de a literatura atribuir a geometria à seção do pilar, o formato está mais relacionado à área da seção disponível ao escoamento. O formato de *flaring piers* mais utilizado nas obras chinesas possui seção transversal em "Y" (Zhang *et al*, 2011). A Figura 3 ilustra os formatos mais usuais de *flaring piers*.



Figura 3. - Formatos usuais de *flaring piers*.

METODOLOGIA

O objetivo principal do programa de estudos do P&D é desenvolver um critério para dimensionamento de bacias de dissipação de vertedouros utilizando *flaring piers*.

Para esse fim, foi construído um Modelo Hidráulico Reduzido (MHR) seccional do vertedouro, na escala geométrica de 1:50, o qual opera segundo o critério de semelhança de Froude. O MHR encontra-se instalado em um canal retangular horizontal no laboratório do Centro de Hidráulica e Hidrologia Prof. Parigot de Souza (CEHPAR) incorporado ao LACTEC.

O modelo do vertedouro foi construído em acrílico, possui três vãos inteiros e, para fins de avaliação do escoamento, nas laterais foram representados vãos com a metade da largura dos vãos centrais. As extremidades de jusante dos pilares do modelo do vertedouro são removíveis e foram construídas de forma a possibilitar a simulação de diversas geometrias de *flaring piers*.

A escolha das razões de contração utilizadas nos ensaios baseou-se em estudos recentes desenvolvidos por Lara (2011), Cruz (2016), Fontanelli (2017) e Ovelar (2018), que apresentaram bons resultados na eficiência de dissipação de energia e no comportamento hidráulico para a razão de contração de 0,50.

A Figura 4 apresenta o MHR implantado.



Figura 4. - Modelo hidráulico reduzido utilizado na pesquisa

O projeto da estrutura seguiu o dimensionamento de um vertedouro típico com perfil Creager para o qual foram realizados ensaios para as vazões específicas de 99 e 141 m³/s/m, com as comportas parcialmente abertas, e 181 m³/s/m, com as comportas totalmente abertas. Essas vazões correspondem aos tempos de recorrência (T.R.) de 100, 1.000 e 10.000 anos, respectivamente, em um projeto piloto adotado como referência.

Para um vertedouro com as comportas totalmente abertas, o coeficiente de descarga (C) é calculado pela Equação 3.

$$C = \frac{Q}{[L \times H]^{3/2}}$$
[3]

Onde:

- C = coeficiente de descarga do vertedouro (m^{1/2}/s);
- Q = vazão do vertedouro (m³/s);
- L = largura efetiva do vertedouro (m); e
- H = carga hidráulica do vertedouro, igual a diferença entre a elevação da crista e o nível de energia a montante (m).

No ensaio com vazão para T.R. 10.000 anos, utilizando a estrutura sem *flaring piers*, houve uma sobrelevação de 0,24 m do nível normal de operação. Essa condição, que resultou em um coeficiente de descarga de 2,18 m^{1/2}/s, foi definida como referência para avaliação da capacidade de descarga das alternativas dotadas de *flaring piers*.

Durante os ensaios iniciais para T.R. 10.000 anos e *flaring piers* com geometria retangular, identificou-se uma redução da capacidade de descarga do vertedouro, o que foi evidenciado por um aumento no nível de referência a montante.

Como referência inicial para posicionamento dessas estruturas utilizou-se o critério proposto por Mo *et al.* (2007) que, em seu trabalho, definiram uma relação entre o ponto ideal de início de alargamento dos pilares com o número de Froude nesta seção, dada pelas Equações 4 e 5.

$$Fr_0 = \frac{B \times q}{B_0 \times H \times \sqrt{g \times H}}$$
[4]

$$\xi_{Z\left(\frac{Hd}{He}\right)} = \left(\frac{1}{\zeta}\right) \left(\frac{B_0}{B}\right)^{2/3} \left(\frac{Fr_0}{Fr}\right)^{2/3} \left(\cos\theta + \frac{Fr^2}{2}\right) - 1$$
[5]

Onde:

- q = Vazão específica nos vãos entre pilares (m³/s/m);
- Fr_0 = Número característico do escoamento (adimensional), conforme Mo et al (2007);
- Fr= Número de Froude do escoamento no início do alargamento. Segundo Mo et al (2007), este valor deve ser aproximadamente 2,0 (adimensional);
- ξ_z = Parâmetro do início do alargamento (adimensional);

 ζ = Taxa de perda de carga na aproximação do vertedouro devido aos pilares e características de cada obra, que segundo Mo et al. (2007), em seus estudos variou entre 0,80 e 0,85;

- $B_0 =$ Distância entre eixos dos pilares do vertedouro (m);
- H_d = Carga hidráulica de projeto na crista do vertedouro (m);
- H_e = Carga hidráulica efetiva na crista do vertedouro (m).

Os valores do parâmetro Z foram calculados para o vertedouro utilizado nos ensaios (Tabela 1) para as vazões de 141 e 181 m³/s/m, resultando em 6,50 e 11,04 m. conforme apresentado a seguir. A seguir são apresentados os parâmetros geométricos do vertedouro de referência.

Parâmetro	Valor
В	14,8 m
B ₀	18,8 m
Н	18,8 m
Hd	17,7 m
He	18,8 m

Tabela 1. - Dados geométricos do vertedouro de referência

Tal como apresentado no item Resultados, para os *flaring piers* de seção retangular, embora aplicando o critério de Mo *et al* (2007) para posicionamento dos alargamentos, verificou-se acréscimo no nível do reservatório em relação ao vertedouro de referência. Dessa forma, explorou-se uma configuração com o parâmetro Z=14,00 m, definido a partir de ensaios preliminares em modelo numérico/computacional utilizando o software OpenFOAM. Ademais, com base na consulta à bibliografia disponível, alterou-se a geometria dos *flaring piers* para o formato em "Y", por ser mais frequente nas obras chinesas. Esse formato dispõe de maior área para o escoamento das vazões mais altas, podendo-se supor que não afetaria a capacidade de descarga.

A Tabela 2 apresenta as características das alternativas ensaiadas.

Ensaio	Tipo de Pilar	η	θ	Z
		[adm]	[°]	(m)
1	Convencional (sem alargamento)	1,00	0	-
2	Flaring Piers Retangular	0,30	21,64	6,50
3	Flaring Piers Retangular	0,40	18,78	6,50
4	Flaring Piers Retangular	0,40	21,80	11,04
5	Flaring Piers Retangular	0,45	21,80	11,04
6	Flaring Piers Retangular	0,50	21,80	11,04
7	Flaring Piers Retangular	0,55	21,80	11,04
8	Flaring Piers Y	0,45	21,80	14,00
9	Flaring Piers Y	0,50	21,80	14,00
10	Flaring Piers Y	0,60	21,80	14,00
11	Flaring Piers Y	0,70	21,80	14,00

Tabela 2. - Alternativas ensaiadas

RESULTADOS

Os resultados dos ensaios foram organizados em quatros grupos conforme suas características geométricas:

- Ensaio 1 ensaio de referência;
- Ensaios 2 e 3 ensaios com *flaring piers* com formato retangular e Z = 6,50 m;
- Ensaios 4 a 7 ensaios com *flaring piers* com formato retangular e Z = 11,04 m; e
- Ensaios 8 a 11– ensaios com *flaring piers* com formato "Y" e "Z" = 14,00 m.

As Figuras 5 e 6 apresentam as características do escoamento nos ensaios 1, 3, 5 e 8, representando os quatro grupos testados. A Tabela 3 apresenta os resultados obtidos nos ensaios realizados, a saber: capacidade de descarga do vertedouro, calculada conforme a Equação 3, variação do coeficiente de descarga em comparação com o ensaio de referência (Ensaio 1) e o aumento do nível de água a montante.



Figura 5. - Condições de escoamento no Ensaio 1 (esquerda) e Ensaio 3 (direita) vistos de jusante.



Figura 6. - Condições de escoamento no Ensaio 5 (esquerda) e Ensaio 8 (direita) vistos de jusante.

Ensaio	η	θ	Z	Coeficiente de Descarga	Variação do Coeficiente de Descarga	Aumento no nível
	[adm]	[°]	(m)	$[m^{1/2}.s^{-1}]$	[%]	[m]
1	1,00	0	-	2,177	100,0	0,00
2	0,30	21,64	6,50	1,980	90,9	1,25
3	0,40	18,78	6,50	2,086	95,8	0,56
4	0,40	21,80	11,04	2,139	98,2	0,23
5	0,45	21,80	11,04	2,141	98,3	0,22
6	0,50	21,80	11,04	2,146	98,5	0,19
7	0,55	21,80	11,04	2,149	98,7	0,17
8	0,45	21,80	14,00	2,164	99,4	0,08
9	0,50	21,80	14,00	2,164	99,4	0,08
10	0,60	21,80	14,00	2,166	99,5	0,07
11	0,70	21,80	14,00	2,169	99,6	0,05

Tabela 3. - Resultados da Capacidade de Descarga em relação ao ensaio de referência (Ensaio 1)

No ensaio de referência, Ensaio 1, o escoamento propagou-se junto à calha do vertedouro formando pequenos rabos-de-galo na região a jusante dos pilares, resultando em um coeficiente de descarga do vertedouro igual a $2,18 \text{ m}^{1/2} \text{ s}^{-1}$.

Os Ensaios 2 e 3, com geometria retangular e início de alargamento mais a montante (Z=6,50 m), resultaram em maiores reduções da capacidade de descarga do vertedouro. O Ensaio 2 foi o que apresentou maior redução na capacidade de descarga do vertedouro, reduzida em quase 10%. Com a mesma geometria retangular, o escoamento no Ensaio 3 (Figura 5 – direita) apresentou comportamento inadequado, inclusive ultrapassando o topo dos *flaring piers*.

Para os Ensaios 4 a 7, modelados ainda com a geometria retangular dos *flaring piers* e deslocados mais para jusante da crista (Z=11,04 m), o escoamento apresentou melhor comportamento hidráulico em comparação com os Ensaios 2 e 3 (formato retangular, Z=6,50 m). Contudo, o escoamento nesses ensaios também se mostrou instável, com grandes oscilações transversais perpendicularmente à direção do fluxo principal. Com relação à capacidade de descarga, foi observada uma menor redução (< 1,8 %), em comparação ao ensaio de referência.

Os Ensaios 8 a 11 (formato "Y", Z=14,00 m) apresentaram os melhores resultados, em termos de capacidade de descarga e comportamento do escoamento, dentre as alternativas de *flaring piers* ensaiadas. A maior redução observada no coeficiente de descarga foi de 0,6% (C=2,16 m^{1/2}.s⁻¹). O escoamento desse grupo de ensaios (Figura 6 – direita) também apresentou melhor comportamento quando comparado com *flaring piers* retangulares, praticamente sem afetar o coeficiente de descarga e mantendo o efeito desejado sobre a dissipação de energia cinética.

O gráfico apresentado na Figura 7 ilustra a variação do coeficiente de descarga conforme o parâmetro η , para cada grupo ensaiado.



Figura 7. – Variação do coeficiente de descarga X razão de contração

A observação do gráfico da Figura 7 indica que:

- para os grupos ensaiados, o coeficiente de descarga pode estar mais fortemente influenciado pelo parâmetro Z em relação ao parâmetro η;

- para os grupos de ensaio das alternativas com Z=11,04 m e Z=14,00 m pode existir uma tendência a se aproximar do coeficiente de descarga do vertedouro convencional conforme aumenta-se o η , como seria de se esperar.

CONCLUSÕES

Os *flaring piers* são um tipo de pilares de vertedouros caracterizados por alargamentos em sua seção no sentido do fluxo, desenvolvidos e bastante utilizados na China, com a finalidade de melhorar a dissipação de energia cinética do escoamento efluente.

Este artigo resultou de um projeto de pesquisa sobre a aplicação dos *flaring piers* em vertedouros com bacia de dissipação, que logo nos primeiros ensaios exploratórios apresentou redução na capacidade de descarga do vertedouro quando implantados os alargamentos dos pilares.

Foram então realizados onze ensaios em modelo hidráulico reduzido com diferentes geometrias de pilares submetidos à mesma vazão afluente. O objetivo dos ensaios foi avaliar os impactos que a aplicação dos *flaring piers* provoca no escoamento e, principalmente, na capacidade de descarga em comparação com a solução de pilares convencionais implantados na mesma estrutura hidráulica (Ensaio 1, sem alargamento), cujo coeficiente de descarga obtido foi de 2,18 m^{1/2}.s⁻¹.

Os ensaios com *flaring piers* de seção retangular e início do alargamento (Z) igual a 6,50 m impactaram negativamente as condições de escoamento e diminuíram a capacidade de descarga do vertedouro. No Ensaio 2, o coeficiente de descarga foi reduzido em 9,1% (C=1,98 m^{1/2}.s⁻1) em comparação com o Ensaio 1, o que provocou um aumento de nível de energia a montante da ordem de 1,20 m para a vazão ensaiada. Esse comportamento aparentemente foi resultante de uma combinação de efeitos, proveniente dos parâmetros Z, posição do início do alargamento dos pilares, e η , razão de contração, desse ensaio.

Mantendo nos ensaios a seção retangular de *flaring piers* e alterando o parâmetro Z, de 6,50 m para 11,04 m, por meio do deslocamento do início do alargamento para jusante, foi observado um impacto menor no coeficiente de descarga, resultando em uma redução máxima de 1,8% (C=2,14 m^{1/2}.s⁻¹ - Ensaio 4). O escoamento efluente dos pilares apresentou oscilações

longitudinais de pequena ordem que não comprometem a dissipação de energia, mas também oscilações transversais ao fluxo que são indesejáveis pelas suas dimensões.

Dentre os *flaring piers* ensaiados, aqueles com seção transversal em "Y" (Ensaios 8 a 11) apresentaram melhores resultados em termos de escoamento e impactos na capacidade de descarga do vertedouro. A redução na capacidade de descarga observada nesses ensaios foi de no máximo 0,6%, gerando um aumento de apenas 0,08 m no nível de água a montante. As condições de escoamento mostraram-se adequadas e foi observado em ensaios posteriores da pesquisa que foi mantido o efeito de dissipação na energia cinética promovido pelos *flaring piers*.

Comparando os resultados dos grupos de ensaios 4 a 11, pode-se observar a influência da alteração do parâmetro Z, bem como uma menor influência da variação no η . Como seria de se esperar, os resultados dos ensaios 4 a 11 mostram também que a redução na contração (aumento em η) melhora a capacidade de descarga do vertedouro, com relação ao ensaio de referência. Contudo, a eficiência da dissipação de energia cinética, que é a finalidade da aplicação dos *flaring piers*, também seria reduzida, uma vez que o aumento do parâmetro η tende ao pilar convencional. Nesse sentido, estudos recentes desenvolvidos por Lara (2011), Cruz (2016), Fontanelli (2017) e Ovelar (2018) apresentaram bons resultados e bom comportamento hidráulico para a razão de contração de 0,50, que para as alternativas 6 e 9 conduziram a diminuições do coeficiente de descarga de apenas 1,5% e 0,6%, respectivamente.

Pode-se afirmar que o simples deslocamento para jusante do início do alargamento (Z=14,00 m), mantendo a seção retangular dos *flaring piers*, poderia ser adequada, exclusivamente naquilo que se refere à capacidade de descarga, porém as instabilidades no escoamento apresentadas nessas alternativas, levaram a adoção da seção transversal em "Y".

Finalmente, o equacionamento proposto por Mo *et al.* (2007) mostrou-se aplicável para uma estimativa inicial do parâmetro Z, mas os ensaios realizados revelam que para sua definição final são imprescindíveis estudos complementares, para garantir a capacidade de descarga do vertedouro. Esses ensaios também indicam que é possível, nas fases de desenvolvimento de projeto hidráulico do vertedouro, obter uma solução que agregue os benefícios dos *flaring piers* na dissipação de energia sem comprometer a capacidade de descarga do vertedouro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CRUZ. S. T. (2016). Avaliação do Escoamento com Superfície Livre a Jusante de Descarregadores de Fundo providos de Pilares de Seção Variável – Estudo em Modelo Hidráulico Reduzido. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Positivo, Curitiba, Brasil.

FONTANELLI, C. (2017). Utilização de Pilares de Vertedouros com 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.; Sun, S.; Liu, J. (2006). *Recent Achievements on the Hydraulic Research in IWHR*. Recent Developments on Hydraulic Structures – IAHR.

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.

OVELAR, C. O. S. (2018). Vertedouros com pilares alargados e bacia de dissipação: avaliação do potencial erosivo e comprimento da bacia com modelo hidráulico reduzido. Dissertação de Mestrado, UFPR, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental, Curitiba, Brasil.

Mo, Z.; Wu, C.; Lu, H.; Wang, B.; Hu, Y. (2007). *Relationship of Location of Flaring Gate Pier, Froude Number at Section of Starting Flare and Weir Head.* Journal of Sichuan University

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*, Vol. 255-260, pp. 3661-3665.

WEI, W. R. *Experimental Study on Hydraulic Characteristics of X-Shape Flaring Gate Pier and Deflecting Stilling Basin United Energy Dissipator.* Applied Mechanics and Materials, v. 376, p. 279–283, 2013.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

INFLUÊNCIA DA POSIÇÃO DE INSTALAÇÃO SOBRE A HIDRODINÂMICA DE UM CONVERSOR OSCILANTE POR TRANSLAÇÃO DE ONDAS

VARGAS G.F.; SCHETTINI E.B. C.

Universidade Federal do Rio Grande do Sul – Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Brasil. guilherme.fuhrmeister@ufrgs.br; bcamano@iph.ufrgs.br

RESUMO:

Os conversores oscilantes por translação de ondas representam uma tecnologia de grande potencial no processo de conversão de energia das ondas em energia elétrica. A literatura disponível sobre os dispositivos deste tipo ainda não apresenta dados suficientes que permitam a estimativa do desempenho dos mesmos em situações reais de funcionamento, razão pela qual diversos pesquisadores e engenheiros dedicam-se ao estudo deste tipo de tecnologia. Uma das formas de analisar o funcionamento dos conversores consiste na utilização de modelagem numérica. O presente trabalho tem como objetivo analisar a influência da posição de instalação de um conversor oscilante por translação de ondas sobre a hidrodinâmica e consequente eficiência do mesmo. A ferramenta utilizada foi o código computacional open source OpenFOAM v. 4.1, juntamente com a extensão OLAFOAM, por meio de um modelo bidimensional, previamente validado, baseado na metodologia RANS de modelagem da turbulência. Os resultados obtidos mostraram que a posição de instalação modifica consideravelmente as amplitudes angulares e velocidades angulares atingidas pela placa do conversor. Menores aberturas indicam um maior grau de submergência do dispositivo, o qual é responsável por potencializar ou diminuir a eficiência do mesmo. O intervalo que abrange os graus de submergência entre 0,8 e 1,4 corresponde à faixa ideal de funcionamento de um conversor deste tipo, sendo a eficiência máxima obtida quando a placa estiver 90 % submersa.

ABSTRACT:

The oscillating wave surge converter represents one of the most efficient systems to transform the ocean wave energy into electric power. The recent papers about those kind of converters don't bring sufficient data that allow the estimation of the device performance in real operating situations, reason why several researchers and engineers are dedicated to the study of this type of technology. One way of analyzing the operation of those converters is to use numerical modeling. The main goal of the present paper is to analyze the influence of the installation position over the converter hydrodynamics and its efficiency on electric generation. To perform the study the open source code OpenFOAM v. 4,1 and its extension OLAFOAM were used. A previously validated two-dimensional model, based on the RANS turbulence modeling methodology, was applied. The results demonstrates that the installation position of the convertor modifies its pitch angle and its angular velocity. As the installation is near to the ocean bottom, higher is the submergence factor of the device, which is responsible to increase or decrease its the efficiency. Submergence factors higher than 0,8 and lower than 1,4 represents the ideal operating range of the converter, which best efficiency corresponds to a submergence factor equal to 0,9.

PALAVRAS-CHAVE: Energia de Ondas; *Oscillating Wave Surge Converters*; OpenFOAM; OLAFOAM; RANS.

INTRODUÇÃO

A geração de energia a partir de fontes renováveis representa uma das temáticas mais relevantes da atualidade, tendo em vista o constante desenvolvimento e pesquisa em tecnologias capazes de transformar recursos naturais em eletricidade. Dentre estas, citam-se as energias eólica, solar e de biomassa como as principais energias revováveis utilizadas (International Renewable Energy Agency, 2017). Entretanto, o oceano detém um grande potencial de geração, estimado em 32000 TW/ano (Campos, 2013), o qual ainda é pouco explorado, quando comparado a outras fontes energéticas.

Dentre as formas de energia existentes no oceano, destaca-se a energia das ondas, as quais são capazes de percorrer grandes distâncias sem perdas significativas, e que possuem a capacidade de geração contínua de eletricidade (Pecher e Kofoed, 2017). A Tabela 1 mostra uma comparação entre os potenciais de geração de energia das fontes de origem oceânica, ressaltando o elevado potencial das ondas.

Tabela 1	- Potencial	de geração	das energias	de origem	oceânica.
			B		

TIPO DE ENERGIA	POTENCIAL (TWh/ano)
Marés	300
Correntes marinhas	800
Gradientes de salinidade	2000
Gradientes de temperatura	10000
Energia das ondas	8000 a 80000

Os principais dispositivos responsáveis por converter a energia das ondas em eletricidade são os de coluna de agua oscilante, de absorção pontual, de galgamento e os oscilantes por translação de ondas (Dhanak et al., 2016), que têm seus esquemas de funcionamento apresentados na Figura 1.



(a) Dispositivos de coluna de água oscilante



(b) Dispositivos de galgamento



(c) Dispositivos de absorção pontual



(d) Conversores oscilantes por translação de ondas

Figura 1.- Principais dispositivos conversores de energia das ondas e seus respectivos princípios de funcionamento.

Segundo Pecher e Kofoed (2017), o sistema que apresenta o maior fator de captura (37 %) é o de conversão por translação de ondas (OWSC - *Oscillating Wave Surge Converters*), seguido dos

sistemas de coluna de água oscilante (19 %), de galgamento (17 %) e de absorção pontual (16 %). Assim, os OWSC's têm sido o objeto de estudo de diversos pesquisadores e empresas internacionais, que buscam analisar e compreender o funcionamento destes conversores em função da geometria de suas placas e do clima de ondas da região onde os mesmos são instalados (Folley, 2016).

Os principais exemplos de conversores oscilantes por translação de ondas (Figura 2), que encontram-se em fase pré-comercial de desenvolvimento (Aw-Energy, 2018), são o *Oyster* (parcialmente submerso com extensão desde o fundo do oceano), o *Waveroller* (totalmente submerso) e o *Langlee* (parcialmente submerso, localizado em uma plataforma flutuante em alto mar). Estes dispositivos convertem a energia contida na componente horizontal das ondas por meio da oscilação para frente e para trás de sua placa, a qual é responsável por movimentar uma turbina interna que gera energia elétrica.



Figura 2.- Principais exemplos de conversores oscilantes por translação de ondas.

Diversas variáveis como a altura e o período de onda, profundidade de instalação, geometria de placa e grau de submergência, são responsáveis por modificar a hidrodinâmica e a consequente geração de energia dos OWSC's (VARGAS, 2018). Uma forma útil de estudar o movimento destes conversores consiste na utilização de modelagem numérica computacional (CFD), que segundo Folley (2016), permite a análise das forças, dos coeficientes de amortecimento, das acelerações angulares, das amplitudes angulares atingidas, dos efeitos viscosos e dos campos de velocidade, necessários para a compreensão do funcionamento dos mesmos.

Assim, o presente trabalho tem como objetivo analisar numericamente como a dinâmica de um conversor do tipo oscilante por translação de ondas é modificada em função da sua posição de instalação, contribuindo, portando, com o dimensionamento e aplicação deste sistema de conversão em situações reais de funcionamento.

METODOLOGIA

O estudo é realizado por meio do código computacional *open source* OpenFOAM v. 4.1, fundamentado na metodologia de discretização em volumes finitos e programado na linguagem C++. Este código possui uma vasta biblioteca de funções e permite ao usuário adaptá-las às suas preferências e ao problema estudado, dispondo, inclusive, de esquemas numéricos com precisão de até quarta ordem.

O escoamento é governado pelas equações de Navier-Stokes e da Continuidade que, escritas em termos médios (Cheng et al., 2003), são dadas pelas expressões a seguir:

$$\frac{\partial \overline{u}_i}{\partial t} + \overline{u}_j \frac{\partial \overline{u}_i}{\partial x_j} = g_i - \frac{1}{\rho} \frac{\partial \overline{P}}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\nu \frac{\partial \overline{u}_i}{\partial x_j} - \overline{u_i' u_j'} \right),$$
[1]

$$\frac{\partial \overline{u}_j}{\partial x_j} = 0, \qquad [2]$$

onde x(i,j) representa as coordenadas espaciais, t o tempo, u(i,j) o vetor da velocidade, g_i a aceleração da gravidade, P a pressão total, ρ a massa específica do fluido e ν a viscosidade cinemática. A expressão $\overline{u_i'u_j'}$ representa o tensor de Reynolds, que necessita da aplicação da hipótese de Boussinesq e da aplicação de um modelo de turbulência para ser solucionado (modelagem da turbulência por médias de Reynolds – RANS). Um modelo de turbulência adequado a este estudo é o κ – ω SST, recomendado para a correta modelagem do escoamento tanto em regiões próximas às paredes quanto em zonas de corrente livre (Menter et al., 2003).

A superfície livre é tratada pelo método *Volume of Fluid* (VOF), no qual um valor igual a "1" é aplicado a uma célula totalmente preenchida por água e um valor igual a "0" a uma célula composta somente por ar. A interface ar-água é identificada com o valor igual a "0,5", que é representado por uma compressão artificial, resultando em um termo a ser adicionado à equação de transporte e que só fica ativo na região da superfície livre (OpenFOAM Foundation 2016). A extensão OLAFOAM, desenvolvida por Higuera (2016), agrega ao código principal a hidrodinâmica, a geração e a absorção de ondas, permitindo a aplicação das principais teorias de ondas (Teoria Linear, de Stokes, de onda Solitária e de Cnoidal).

O movimento de corpo rígido realizado pela placa do OWSC pode ser tratado pela seguinte expressão (Renzi et al., 2012):

$$I_m \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} + C_a \frac{\partial \theta}{\partial t} + R\theta = M_t, \qquad [3]$$

em que I_m representa o momento de inércia de massa do dispositivo, θ a amplitude angular atingida pela placa (medido em relação a posição inicial de placa a 90° com a horizontal), C_a o coeficiente de amortecimento aplicado ao OWSC, R o momento de restauração devido ao empuxo e M_t ao momento total aplicado à placa.

Metodologia de deformação de malha para tratamento da dinâmica de corpo rígido

Um dos métodos disponíveis pelo código OpenFOAM para o tratamento da dinâmica de corpo rígido é o de deformação da malha de cálculo. Este consiste na deformação dos elementos de malha a cada instante de tempo, preservando a topologia do corpo considerado, a fim de ajustar a grade à cada posição atingida pela placa do conversor (OpenFOAM Wiki, 2016).

Esta metodologia implica na aplicação do *solver dynamicMotionSolverFvMesh*, responsável por permitir a deformação da grade de cálculo. O *solver displacementSBRStress* controla a maneira como a deformação dos elementos é realizada, sendo este responsável pela aplicação da expressão [3], necessitando de informações adicionais sobre o objeto tratado.

Domínio de cálculo e dimensões do corpo estudado

O domínio de cálculo utilizado neste trabalho, possui 12 m de extensão, 4 m de altura e 0,8 m de largura (Figura 3). A placa retangular do OWSC possuí 0,4 m de altura, 0,8 m de largura e 0,08 m de espessura, e é posicionada de tal forma que seu centro de gravidade esteja distante em 6 m do início do domínio, na direção horizontal.

Condições de simulação

As fronteiras do domínio são divididas em uma entrada, duas laterais, um topo, um fundo e uma saída (Figura 3). É aplicada a condição de não-deslizamento (*noSlip*) à superfície da placa e ao fundo do domínio. Na entrada, na saída e no topo do domínio são aplicadas, respectivamente, as condições de geração de ondas, camada esponja (no intuito de absorver as ondas) e saída livre. As condições iniciais de velocidade e pressão são ambas de campo inicial interno nulo e a posição inicial de movimento da placa do conversor é a vertical (perpendicular ao fundo).



Figura 3.- Domínio e placa utilizados.

A Tabela 2 reúne as condições de contorno impostas, segundo suas nomenclaturas no código OpenFOAM.

Fronteira	Condição de Velocidade	Condição de Pressão
placa	noSlip	fixedFluxPressure
fundo a	noSlip	fixedFluxPressure
entrada	waveVelocity	fixedFluxPressure
saída	waveAbsorbtion2DVelocity	zeroGradient
topo	pressureInletOutletVelocity	totalPressure
laterais	empty	empty

Tabela 2.- Condições de contorno aplicadas às fronteirasdo domínio segundo o código OpenFOAM.

Como os elementos de malha se deformam com o tempo, em função da oscilação da placa, foi utilizado um passo de tempo (Δt) variável (sendo o inicial igual a 0,01 s), a fim de garantir a convergência e a estabilidade das simulações. Os elementos de malha são quadrados de lado igual a 0,04 m nas direções vertical e horizontal, estes são alterados a cada instante de tempo para preservar a geometria do corpo em movimento.

RESULTADOS

As simulações foram realizadas considerando a ação de uma onda regular incidente de 0,12 m de altura e 2,4 s de período, assim como uma lâmina de água de 0,56 m, mantida constante para todos os casos de estudo. A massa específica e o momento de inércia adotados são, respectivamente, $620,3 \text{ kg/m}^3 \text{ e } 0,86 \text{ kg.m}^2$.

Para a realização do estudo foram consideradas oito aberturas inferiores a, que correspondem à posição de instalação do OWSC. Cada abertura está relacionada a um grau de submergência G_{sub} (definido como a relação entre a altura submersa h_{sub} e a altura de placa h_p). Um esquema mostrando estas cinco posições é apresentado na Figura 4.



Figura 4.- Posições de instalação testadas no presente trabalho.

É aplicado a estas análises um modelo numérico bidimensional, o mesmo foi testado e validado no trabalho de Vargas (2018), permitindo o estudo de variáveis influentes no movimento do OWSC, como a amplitude angular atingida pela placa, a velocidade angular (ω) e as forças horizontais (F_x) envolvidas.

Uma verificação dos campos de velocidade, considerando as aberturas extremas de 0,025 m e 0,30 m, é mostrada na Figura 5. Nela é possível identificar que, à medida que o grau de submergência aumenta (abertura inferior diminui), maior é a magnitude de velocidades na extremidade superior da placa. Isto representa uma menor influência das velocidades nas partes inferiores da mesma, diminuindo sua amplitude de movimento, e o consequente desempenho hidrodinâmico do conversor (relacionado às maiores velocidades e amplitudes angulares atingidas pelo corpo).



Figura 5.- Comparação entre os campos de velocidades para as posições de instalação de 0,025 m e 0,30m.

Por meio da análise das séries temporais da amplitude angular, velocidade angular e força horizontal atuante (Figura 6), considerando o caso de aberturas extremas de 0,025 m e 0,30 m, identifica-se que quanto mais submerso estiver o OWSC, menor serão as magnitudes destas variáveis. Este comportamento está de acordo com o fenômeno observado nos campos de velocidade para a mesma situação (Figura 5).

São propostas as seguintes adimensionalizações para as principais variáveis analisadas, obtidas pelo teorema de Pi de Buckingham:

$$a_a = \frac{a^2}{HLG_{sub}},$$
[4]

$$\omega_a = \frac{\omega}{\left(\frac{C}{H}\right)},\tag{5}$$

$$F_{x_a} = \frac{F_x}{\rho H^2 C^2},\tag{6}$$
em que a_a , H, L, C, ω_a e F_{x_a} representam, respectivamente, a abertura adimensional, a altura de onda, o comprimento de onda, a celeridade da onda, a velocidade angular adimensional e a força horizontal adimensional.



Figura 6.- Comparação entre as séries temporais de amplitude angular, velocidade angular e forças horizontais, considerando as aberturas extremas de 0,025 m e 0,30 m.

Nos gráficos da Figura 7 são plotados os valores RMS adimensionalizados da amplitude angular, velocidade angular e força horizontal, em função da abertura adimensional.



Figura 7.- Valores RMS adimensionais da amplitude angular, velocidade angular e força horizontal, em função da abertura adimensional.

Nestas curvas, pode ser observado um ponto de maximização destas variáveis, que ocorre entre as aberturas de 0,05 e 0,1, o qual se pronuncia um pouco mais à esquerda no caso das forças horizontais (conforme a curva inferior da Figura 7). Um aumento destas forças ocasiona um crescimento na amplitude angular atingida pela placa e, consequentemente, um aumento na velocidade angular da mesma. Sendo assim, pode-se dizer que estas duas variáveis são consequências diretas das forças atuantes, e a abertura correspondente à maximização de suas magnitudes representa a posição de instalação de maior eficiência de um OWSC. Uma abertura com valor próximo a 0,125 m corresponde a uma diminuição nas magnitudes das amplitudes angulares, relacionando-se a um decréscimo na eficiência do conversor.

Com base nestes resultados, conclui-se que a abertura adimensional de valor 0,071 corresponde ao ponto de máxima eficiência do conversor, valor este valor que está associado a um grau de submergência de 0,9. Desta maneira, assume-se que os valores de amplitude angular e velocidade angular adimensionais, correspondentes a este ponto, tenham eficiência máxima de 100 %, possibilitando criar uma curva intermediária, em função das aberturas adimensionais, com base nas eficiências obtidas para estas variáveis (Figura 8).



Figura 8.- Curva de eficiência média obtida com base na eficiência calculada para a amplitude angular e para a velocidade angular.

Esta curva resultante possui um formato muito similar às curvas apresentadas na Figura 7, mostrando que a eficiência cresce entre os valores de abertura de 0 e 0,071 e decresce entre os valores 0,071 e 0,13. As aberturas superiores a 0,13 correspondem a graus de submergência inferiores a 0,7, que representam os casos onde a placa do conversor está 70 % submersa ou menos. Graus de submergência próximos a zero indicam que a placa encontra-se totalmente externa á superfície da água, sendo impossível o funcionamento do dispositivo. Assim, deverá existir um grau de submergência limite, a partir do qual o OWSC não funcionará corretamente. Porém ao limitar-se o funcionamento do dispositivo para graus de submerência maiores do que 0,7 (o que corresponde a parte côncava para baixo da curva da Figura 8), garante-se uma eficiência média entre 100 % e 70 %.

Assume-se o intervalo limitado pelas aberturas adimensionais de 0 e 0,13 como a faixa ideal de funcionamento de um conversor oscilante por translação de ondas. Este intervalo corresponde, em termos de grau de submergência, à faixa aproximada de 0,8 $\leq G_{sub} \leq 1,4$ (Figura 9).

Torna-se evidente que a maior eficiência de um OWSC ocorre quando seu grau de submergência encontra-se próximo a 0,9 (que corresponde a um valor de a_a igual a 0,071). Isto possibilita a estimativa de uma abertura ideal a_i de operação de um OWSC por meio da expressão [4], que pode ser reescrita em função dos valores de a_a e G_{sub} relacionados ao ponto de máxima eficiência:

$$a_i = 0,2518\sqrt{HL}.$$
 [7]



Figura 9.- Eficiência de um OWSC em função do grau de submergência de sua placa.

Por meio do esquema mostrado na Figura 4, nota-se que a altura submersa pode ser reescrita como a diferença entre a lâmina de água h e a abertura a. Desta forma, em conjunto com a definição de grau de submergência, é possível definir uma altura de placa ideal (h_{p_i}) a partir da expressão [7], que é dada por:

$$h_{p_i} = \frac{h - a_i}{0.9}.$$
 [8]

De uma forma geral, as expressões [5] e [6] podem ser utilizadas para uma estimativa da altura que a placa de um OWSC deve possuir para funcionar com alta eficiência, com base nos valores conhecidos de profundidade, de altura de onda e comprimento de onda.

CONCLUSÕES

O presente trabalho utilizou a modelagem numérica para verificar a influência da posição de instalação de um conversor oscilante por translação de ondas sobre a hidrodinâmica e eficiência do mesmo. As simulações foram realizadas no código computacional OpenFOAM v. 4.1, em conjunto com a extensão OLAFOAM, segundo um modelo bidimensional previamente validado.

Os resultados demonstraram que a abertura abaixo do eixo de giro da placa do conversor (em relação ao fundo do oceano) desempenha um importante fator sobre seu movimento, afetando sua amplitude angular e velocidade angular, e, consequentemente, sua eficiência na geração de energia. A variação desta abertura provoca uma mudança no grau de submergência da placa, sendo que, quanto maior for a abertura, menor será o grau de submergência. Estima-se que a eficiência máxima é obtida quando a placa encontra-se 90 % submersa, o que possibilita o cálculo aproximado de uma altura ótima de placa, em função da altura de onda, do comprimento de onda e da lâmina de água.

A análise dos dados permitiu concluir que um dispositivo deste tipo possui eficiência entre 65% e 100%, quando o mesmo opera com graus de submergência entre 0,8 e 1,4, sendo este intervalo o recomendado para seu dimensionamento.

REFERÊNCIAS

AW-Energy. (2018). "Waveroller". Disponível em: http://aw-energy.com/waveroller/ Acesso em: 15 mar. 2018.

Campos, G. A. P. (2013). "Estudo de mecanismo aplicado na geração de energia a partir de correntes oceânicas". Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

Cheng, Y.; Lien, F. S.; Yee, E.; Sinclair, R. (2003). "A comparison of large Eddy simulations with a standard k- ϵ Reynolds-averaged Navier–Stokes model for the prediction of a fully developed turbulent flow over a matrix of cubes". Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 91, Aug 2003, pp. 1301-1328.

Dhanak, M. R.; Xiros, N.I.; Darwish, M. (2016). Springer handbook of Ocean Engineering. Springer, USA.

FOLLEY, M. (2016). Numerical Modelling of Wave Energy Converters: State-of-the-Art Techniques for Single Devices and Arrays. Academic Press.

Higuera, P. (2016). OLAFOAM Reference Manual, Spain, Cantabria.

International Renewable Energy Agency (2017). "Renewable Energy Statistics 2017". Abu Dhabi, United Arab Emirates.

Menter, F. R.; Kuntz, M.; Langtry, R. (2003). "Ten years of industrial experience with the SST turbulence model". Proceedings of the IV International Symposium On Turbulence, Heat and Mass Transfer. New York, USA.

OpenFOAM Foundation. (2016). OpenFOAM User Guide v. 4.0.

OpenFOAM Wiki. (2016). "Parameter Definitions – dynamicMotionSolverFvMesh". Disponível em: http://openfoamwiki.net/index.php/Parameter_Definitions_-_dynamicMotionSolverFvMesh>. Acesso em: 08 fev. 2018.

Pecher, A.; Kofoed, J. P. (2017). Handbook of Ocean Wave Energy. Springer, USA.

Renzi, E.; Abdolali, A.; Belloti, G.; Dias, F. (2012). "Mathematical modelling of the oscillating wave surge converter". Proceedings of the XXXIII Conference of Hydraulics and Hydraulic Engineering. Brescia, Italy.

Vargas, G. F. (2018). "Modelagem numérica da hidrodinâmica e geração de energia dos dispositivos oscilantes por translação de ondas". Dissertação de mestrado - Instituto de Pesquisas Hidráulicas (UFRGS) Porto Alegre, Brasil.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

ELABORACIÓN DE ESTUDIOS HIDRÁULICOS PARA EL DISEÑO ÓPTIMO DE CARRETERAS Y SUS PUENTES

Tania Paola Robles Montero, Guillermo Leal Báez, Juan Carlos García Salas

Inesproc S.A. de C.V. Calle Santa Catalina 318, Col. Insurgentes San Borja, Del. Benito Juárez, C.P. 03100, CDMX, México tania.robles@inesproc.mx, guillermo.leal@inesproc.mx, juancarlos.garcia@inesproc.mx

RESUMEN:

Con el propósito de garantizar que las estructuras hidráulicas de una carretera sean diseñadas adecuadamente, algunos países han desarrollado sus propios lineamientos para la elaboración de los estudios hidrológicos e hidráulicos necesarios; lo cual ha sido de gran utilidad para mejorar, desde el punto de vista hidráulico, el diseño de carreteras y puentes. No obstante, sería necesario resaltar que, en ocasiones, las características propias de una cuenca, un río, su planicie de inundación o el proyecto en sí, ameritan la elaboración de estudios hidráulicos más detallados.

Para demostrar el planteamiento de este trabajo, se presenta un análisis de los estudios hidráulicos elaborados para la construcción de un tramo de la autopista Tuxpan-Tampico: desde las causas que los motivaron y las metodologías empleadas en ellos, hasta las conclusiones y decisiones tomadas a partir de sus resultados.

A través de este análisis, se pretende evidenciar que, aunque un estudio detallado es más costoso que uno que sólo cumple con la normativa, la diferencia puede ser insignificante en relación al costo del subdimensionamiento de las estructuras, que podría implicar desde cuantiosos daños hasta pérdida de vidas humanas; o bien, en relación al costo excesivo de su sobredimensionamiento.

ABSTRACT:

For the purpose of guaranteeing a proper design of the hydraulic structures in roads, some countries have developed their rules and standards for elaborating the required hydrologic and hydraulic studies. It has been highly useful in order to improve the hydraulic design of roads and bridges. Nevertheless, it is necessary to emphasise that the characteristics of a basin, a river, a flood plain or a project may require more detailed studies.

To demonstrate the approach of this paper, it is presented an analysis of the hydraulic studies elaborated to build a section of the highway Tuxpan-Tampico. They are described from the reasons that originated them and the methodologies used, up to the conclusions and decisions adopted and based on their results.

This analysis aims to highlight that the difference between the cost of a detailed study and the cost of one that only complies with regulations can be insignificant in relation to damages caused by structures poorly designed.

PALABRAS CLAVES: Diseño de carreteras, diseño de puentes, modelación hidráulica de inundaciones.

INTRODUCCIÓN

La ingeniería es un reto constante a la capacidad intelectual del ser humano: ningún problema es exactamente igual a otro. En este sentido, tampoco lo son las metodologías para encontrar una solución.

El diseño de carreteras es un ejemplo claro de lo anterior; su complejidad va mucho más allá de estudiar y analizar la unión de localidades, por lo que en su diseño intervienen distintas especialidades de la ingeniería civil, como vías terrestres, geotecnia, mecánica de suelos, estructuras, hidráulica, entre otras.

Desde el punto de vista hidráulico, a lo largo de las carreteras se deben diseñar los sistemas de drenaje superficial y subterráneo, así como los cruces con ríos o cuerpos de agua; para lo cual es necesario analizar el comportamiento hidrológico de la cuenca o las cuencas que atraviesa y, especialmente, el peligro de inundación de la zona de proyecto y las elevaciones de la superficie libre del agua (SLA) asociadas a él, además de las velocidades del flujo, las trayectorias de los escurrimientos derivadas del desbordamiento de los cauces o ríos y el tiempo de drenado de la planicie inundada.

Con el propósito de garantizar que los proyectos carreteros tomen en cuenta lo anterior, algunos países han desarrollado sus propios lineamientos para la elaboración de los estudios hidrológicos e hidráulicos necesarios para un diseño adecuado. Por ejemplo, en México, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) ha establecido las normas que rigen la elaboración de los estudios requeridos para el diseño de puentes carreteros. Esta normativa regula desde los trabajos en campo y el procesamiento de la información, hasta su presentación (SCT, 2000); con el objetivo de garantizar la seguridad de las estructuras y, simultáneamente, poder obtener los permisos de construcción necesarios.

Aunque estos lineamientos han sido de gran utilidad para mejorar el diseño hidráulico de carreteras y puentes, en general, sólo establecen los requisitos mínimos que deben cumplir los estudios hidrológicos e hidráulicos; dejando al proyectista la decisión sobre su nivel de detalle ante la posible necesidad de estudios con un mayor rigor técnico. Esto puede conducir a diseños deficientes; ya sea porque no garantizan la seguridad estructural de la carretera, o bien, porque se sobredimensionan las obras y, como consecuencia, se elevan los costos de construcción de una forma importante e innecesaria.

Por otra parte, el desarrollo tecnológico de los equipos de cómputo y de los programas de modelación hidrológica e hidráulica ha generado herramientas que son de gran utilidad para optimizar el diseño de carreteras y puentes, proporcionando la posibilidad de utilizar, por ejemplo, modelos unidimensionales (1D) o bidimensionales (2D) de simulación hidráulica.

Es muy importante que el proyectista, además de aplicar la normativa, estudie y analice la cuenca y el tipo de cauce o río que pretende cruzar, con el fin de determinar qué tipo de análisis tendrá que realizar para diseñar correctamente el puente; por ejemplo, si es claro que el flujo escurre en una sola dirección (dentro del cauce sin desbordarse), entonces se puede utilizar un modelo de simulación hidráulica 1D; pero si existe la posibilidad de que el flujo escurra en distintas direcciones (cuando se presentan desbordamientos e inundaciones), entonces podría ser necesario el uso de un modelo de simulación hidráulica 2D, situación que no se establece en la normativa actual.

Para demostrar el planteamiento de este trabajo, se presenta un análisis de los estudios hidráulicos elaborados para la construcción de un tramo de la autopista Tuxpan-Tampico, en la planicie costera del golfo de México: desde las causas que los motivaron y las metodologías empleadas en ellos, hasta las conclusiones y decisiones tomadas a partir de sus resultados.

Estos estudios incluyen, de acuerdo con el orden cronológico en el que fueron hechos y en el cual se presentan a continuación: un estudio unidimensional, elaborado previamente (y proporcionado por la concesionaria), para analizar el anteproyecto geométrico; un estudio bidimensional, realizado por los autores, con el propósito de revisar las conclusiones del estudio previo, así como de determinar la mejor alternativa de trazo y la longitud del Puente Tuxpan; y, finalmente, el estudio topohidráulico de dicho puente.

OBJETIVO

Evidenciar que el diseño de carreteras y cruces puede requerir de distintos tipos de estudios hidráulicos que más allá de cumplir con la normativa que los rige, deben adecuarse a las características propias de la cuenca, sus cauces y la dinámica de inundación y drenaje de sus planicies, así como responder a las necesidades del proyecto; para lo cual se deben aprovechar las herramientas que existen actualmente para facilitar su elaboración y mejorar la precisión de sus resultados.

ANTECEDENTES

Normativa mexicana para el diseño hidráulico de puentes

En México, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) define como puentes a las estructuras de más de 6 m de longitud, construidas sobre cauces o cuerpos de agua, por lo que su diseño se rige por parámetros hidráulicos (SCT, 2001). Para ello, la SCT cuenta con diferentes normas que regulan los estudios hidrológicos e hidráulicos necesarios para realizar el diseño geométrico y estructural del puente, a través de la definición de las longitudes mínimas de la estructura y sus claros, así como del gálibo mínimo necesario.

De acuerdo con las normas de la SCT (2000), la elaboración de los estudios hidrológicos e hidráulicos comprende: la recopilación de información fisiográfica e hidrológica, el reconocimiento de campo, el levantamiento topográfico, el procesamiento de la información y los análisis hidrológicos e hidráulicos que permitan definir las características del flujo en el cauce, además de la determinación del tipo, número, ubicación y funcionamiento de las obras auxiliares que aseguren el comportamiento satisfactorio del puente.

Para el cálculo de los gastos de diseño, se recomiendan tres tipos de métodos, en función del tipo y la confiabilidad de la información disponible: empíricos, como el método de Creager; semiempíricos, entre ellos están el Racional, el de Horton y el de Chow; y, por último, los métodos estadísticos, aplicados a la información hidrométrica. No obstante, los métodos empíricos y semiempíricos, deben aplicarse con cautela, respetando sus limitaciones y las condiciones para las cuales fueron desarrollados, entre las cuales se encuentra, por ejemplo, el tamaño de la cuenca de aportación.

Cuando una carretera cruza un río en su cuenca baja, y en especial si se trata de un río caudaloso, es muy probable que la cuenca tenga una superficie de varios cientos de kilómetros, lo cual excluiría completamente a los métodos semiempíricos que, a pesar de ello, son los más utilizados. En este tipo de casos, en los que además se podría requerir de puentes de más de 100 m de longitud, se tendría que recomendar el uso de métodos semidistribuidos o distribuidos que consideren la distribución espacial y temporal de la lluvia, así como las diferencias entre el comportamiento de los escurrimientos en cuencas altas, medias y bajas. En la actualidad, el uso de estos métodos se ha vuelto relativamente simple, gracias a la disponibilidad de un gran número de herramientas y programas de cómputo, incluso de uso libre.

En relación a los estudios hidráulicos, la normativa recomienda la aplicación del método de Manning, para lo cual se describen las características del levantamiento topográfico y los trabajos de campo que se deben realizar considerando los requerimientos de este método. No obstante, con el propósito de facilitar el análisis hidráulico y de mejorar el conocimiento del comportamiento del flujo en los cauces, desde hace unos años, dicho método se ha venido sustituyendo por el uso de modelos unidimensionales; aunque no se han actualizado las normas para poder explotar al máximo la utilidad de este tipo de herramientas.

Por otra parte, en la normativa se especifican las características del levantamiento en el caso especial de ríos muy anchos (de más de 200 m) y ríos cuya planicie de inundación es mayor a 1 km de ancho; sin embargo, no se hace ninguna diferencia en el método de cálculo para el análisis del

flujo, el cual es notablemente distinto según las características del río. En el caso de corrientes encañonadas, el flujo es predominantemente unidireccional. Por el contrario, en los ríos que cuentan con una llanura de inundación, el flujo unidireccional sólo se presenta mientras la capacidad del cauce no sea rebasada; una vez que se desborda, el agua fluye en distintas direcciones, de acuerdo con morfología del sitio.

Uso de modelos hidráulicos para el análisis del flujo en ríos

Así como existe una gran diferencia en el comportamiento del flujo, tendría que haberla en los métodos empleados en su análisis. Frecuentemente se considera que el agua en un río desbordado continúa fluyendo únicamente en la dirección del cauce y que, por lo tanto, al construir un cuerpo carretero que cruce la planicie de inundación, éste obstaculizará el paso del agua, incrementando considerablemente las cotas de inundación aguas arriba de la carretera y las velocidades del agua en el cruce. Éste es el comportamiento representado por un modelo 1D, por lo que sus resultados, en estos casos, deben ser considerados con precaución.

El estudio de ríos no encañonados requiere ser analizado mediante un modelo 2D, el cual permitirá no sólo determinar las cotas de inundación y velocidades con mucha mayor precisión para el diseño óptimo del puente, sino también permitirá conocer la dinámica de inundación y drenaje de la planicie; es decir, las verdaderas direcciones de flujo, la forma en la que se inunda, el tiempo de drenado, etc. Lo anterior es importante porque es la única manera de conocer realmente la influencia de la construcción de un cuerpo carretero en una llanura de inundación; además, permitirá revisar las elevaciones de la rasante a lo largo de todo el tramo que cruce la planicie.

ESTUDIOS DE LA AUTOPISTA TUXPAN-TAMPICO

La autopista Tuxpan-Tampico comunicará directamente dos de los puertos más importantes de México: Tuxpan, en el estado de Veracruz, y Tampico, en el estado de Tamaulipas; por lo que es fundamental para el desarrollo económico y social del país. El anteproyecto geométrico del tramo que trata este trabajo, Tuxpan-Ozuluama, fue realizado por la SCT, con el fin de integrarlo a la licitación de la construcción, operación y mantenimiento del proyecto, concesionado en 2014.



Figura 1.- Zona en estudio, su localización y su cuenca de aportación.

Esta nueva vía cruzará en su parte baja el río Tuxpan, que es uno de los cauces más importantes del territorio nacional. Se forma en la Sierra Madre Oriental y baja hacia la planicie costera del golfo de México, desembocando en él después de recorrer un trayecto de

aproximadamente 230 km. La cuenca de aportación al punto de interés, en el que la autopista cruzará el río a través del Puente Tuxpan, cubre una superficie de 5 686 km² y tiene un tiempo de concentración de 38.5 h (Figura 1).

Estudio unidimensional previo

El primer estudio hidrológico-hidráulico del que trata este documento fue proporcionado por la concesionaria; en un principio, para analizar sus resultados y conclusiones. Éste se realizó con el fin de revisar la funcionalidad de las principales estructuras establecidas en el anteproyecto; en este sentido, su principal objetivo era estimar los niveles de inundación alcanzados en la zona del cruce de la carretera con el río Tuxpan, para así poder diseñar el puente y modificar, en caso necesario, la geometría del cuerpo carretero.

El estudio hidrológico se basó en los registros de lluvia de 18 estaciones climatológicas cercanas, que fueron corroborados con mapas de isoyetas de la zona; así como en la aplicación de distintos métodos de envolventes (Creager, Lowry, Crippen, Matthai y Francou), del método racional americano modificado y de la construcción de un modelo hidrológico, utilizando HEC-HMS. Los gastos utilizados en la modelación, como constantes, se muestran en la Tabla 1.

Después de definir los caudales de diseño para 100, 500 y 1 000 años de periodo de retorno (Tr), se conformó un modelo unidimensional que abarcaba tanto el cauce como la planicie de inundación del río, en un tramo de 40 km de longitud. Bajo régimen permanente, se calcularon las elevaciones de superficie libre del agua (SLA), tanto para condiciones sin proyecto, como para aquellas que consideraban las condiciones de anteproyecto: los niveles de rasante (6.50 m), tablero inferior del puente (7.00 m) y tablero superior (10.37 m), así como la longitud del puente propuesta hasta entonces, 300 m. Al simular estas últimas condiciones se descubrió que la elevación de la SLA rebasaba el nivel de la rasante para los tres periodos de retorno.

Dado lo anterior, se elevó el nivel de la rasante con el propósito de determinar las cotas de inundación aguas arriba de la carretera, sin que ésta fuera rebasada; sin embargo, dada la diferencia entre las cotas de inundación aguas arriba y aguas abajo del puente y las altas velocidades reportadas en el cruce, se simuló una nueva condición, en la cual se amplió la longitud del puente a 1 200 m. En la Tabla 1 se presenta un resumen de los resultados de este estudio; para cada uno de los escenarios modelados se muestra: la elevación de la SLA aguas arriba del puente, la diferencia de elevaciones de SLA entre aguas arriba y aguas abajo del puente y la velocidad que se presenta en el cruce.

		ESCENARIO 1 Condiciones sin proyecto			ESCENARIO 2 Cond. de anteproyecto, puente de 300 m			ESCENARIO 3 Rasante modificada, puente de 300 m			ESCENARIO 4 Rasante modificada, puente de 1200 m		
Tr [años]	Q [m³/s]	SLA [m]	Diferencia de SLA* (m)	V [m/s]	SLA [m]	Diferencia de SLA* (m)	V [m/s]	SLA [m]	Diferencia de SLA* (m)	V [m/s]	SLA [m]	Diferencia de SLA* (m)	V [m/s]
100	18 555	9.27	-	1.27	9.30	0.03	1.36	10.49	1.56	4.55	9.56	0.29	2.22
500	27 660	11.07	-	1.20	11.10	0.03	0.83	13.18	2.11	5.98	11.48	0.38	2.68
1000	31 000	11.71	-	1.18	11.72	0.01	0.79	14.15	2.44	6.44	12.14	0.43	2.80

Tabla 1.- Resumen de resultados del estudio unidimensional previo.

En la tabla anterior se observa que, bajo el Escenario 3, la diferencia entre los niveles del agua antes y después del puente es de 1.56 m, para Tr = 100 años, y de 2.44 m para Tr = 1 000 años; mientras que las velocidades en el cruce son de 4.55 y 6.44 m/s, respectivamente.

Con base en lo anterior, se recomendó que, dado que el nivel de la rasante del anteproyecto se se situaba por debajo del NADI (Nivel de aguas de diseño, correspondiente a la cota de inundación para un Tr = 100 años), éste se debía sobre elevar a una cota mayor a 10 m; así mismo, se proponía extender la longitud del puente a 1 200 m, con el fin de disminuir las velocidades y la diferencia entre los niveles de agua calculados aguas arriba y aguas abajo del puente. No obstante, estas acciones elevaban tanto el costo de la autopista, que su construcción dejaba de ser factible

económicamente. Por otra parte, existía un problema social con los pobladores y agricultores de la zona, quienes no estaban de acuerdo con la construcción de la autopista en la planicie; puesto que suponían que el cuerpo de la carretera agravaría la magnitud de las inundaciones.

Dadas las circunstancias, la concesionaria planteó modificar el trazo, de modo que, aunque aumentara su longitud y costo de construcción, ésta continuara siendo viable.

Estudio bidimensional del río Tuxpan y su planicie

Después de definir otra alternativa de trazo, la concesionaria solicitó a los autores del presente trabajo, un nuevo estudio que proporcionara más elementos técnicos para la toma de decisiones. Para ello era necesario analizar cuál de las alternativas de trazo era la mejor desde el punto de vista hidráulico, y cuál sería su influencia en el comportamiento hidrológico de la cuenca; asimismo, se requería verificar si un cambio en la longitud del Puente Tuxpan realmente mejoraba el drenaje de la cuenca.

Debido a que el estudio a realizar era fundamental para resolver la problemática del proyecto, se propuso analizar la dinámica de desbordamiento del río Tuxpan mediante un modelo bidimensional que representara el cauce y su planicie de inundación, bajo condiciones naturales y de proyecto; el principal objetivo era conocer y analizar la dinámica de inundación de la planicie, así como la afectación que cada una de las alternativas tendría sobre ella, para distintos periodos de retorno, y así determinar cuál era la mejor alternativa de trazo.

Para el análisis del cauce en sí, se realizó el levantamiento topográfico de un tramo de 60 km del río Tuxpan, a través de 77 secciones transversales, de entre 103 y 568 m de ancho. Con base en esta información, se construyó un modelo digital de terreno (MDT) del cauce.

Por otro lado, para representar la planicie de inundación del río, se utilizó un MDT con una resolución horizontal de 3 m, obtenido mediante restitución fotogramétrica complementada con curvas de nivel a cada 10 m y la red hidrográfica nacional. Este modelo abarcaba originalmente desde 3.0 km aguas arriba de la estación hidrométrica Álamo, hasta la desembocadura del río Tuxpan en el golfo de México, con una extensión de 41.8 x 15.2 km, es decir, 635.4 km².

Una vez analizada y procesada la información topográfica del cauce y de la planicie, de modo que todos los datos tuvieran la misma referencia altimétrica que la topografía y el proyecto de la concesionaria, se depuraron las zonas altas y se integró un nuevo MDT de 25 m de resolución horizontal y una extensión de 38.3 x 10.6 km; es decir, 406.0 km².

En la Figura 2 se muestra el MDT empleado en las simulaciones; asimismo, se presenta el trazo propuesto originalmente en el anteproyecto (Alternativa 1) y el trazo planteado posteriormente por la concesionaria (Alternativa 2). Como referencia, sobre la Alternativa 1, se observa la longitud que tendría un puente de 1 200 m sobre el río Tuxpan.



Figura 2.- Zona de análisis en el modelo bidimensional del río Tuxpan y su planicie de inundación.

A partir del MDT mostrado en la figura, se creó una malla para cada escenario a analizar:

• Escenario 1. Condiciones naturales.

- Escenario 2. Trazo de anteproyecto (Alternativa 1) con puente de 400 m (propuesto por la concesionaria en lugar del de 300 m).
- Escenario 3. Trazo de anteproyecto (Alternativa 1) con puente de 1200 m.
- Escenario 4. Trazo propuesto por la concesionaria (Alternativa 2).

Desde el punto de vista hidrológico, los datos de entrada al modelo hidráulico consistieron en seis hidrogramas definidos mediante el análisis de la cuenca del río Tuxpan, el cual se realizó por medio de un modelo hidrológico de parámetros semidistribuidos que representa los procesos lluviaescurrimiento de las partes altas, medias y bajas de la cuenca. Para su construcción se empleó el programa SWMM, se dividió la cuenca en 31 subcuencas y se realizó el análisis de frecuencias de lluvias máximas anuales registradas en 13 estaciones climatológicas. Por último, fue calibrado y validado mediante los registros de la estación hidrométrica Álamo.

A partir del modelo hidrológico se obtuvieron los hidrogramas correspondientes a seis puntos de concentración ubicados entre la estación hidrométrica Álamo y la ciudad de Tuxpan, para 5, 10, 100, 500 y 1 000 años de periodo de retorno. En la Tabla 2 se muestra un resumen de los caudales punta de estos hidrogramas, donde Q1 representa el caudal de toda la cuenca Tuxpan hasta el punto en el que se ubica la estación hidrométrica Álamo.

Tr	Gastos máximos en cada punto de entrada										
[años]	Q1 [m³/s]	Q2 [m³/s]	Q3 [m³/s]	Q4 [m³/s]	Q5 [m³/s]	Q6 [m ³ /s]					
5	2501.58	375.75	772.09	448.12	768.59	336.34					
10	3415.46	376.82	1042.84	585.48	973.22	398.66					
100	5632.74	636.10	1943.38	1140.99	2162.14	664.59					
500	6432.49	868.50	2667.40	1404.25	2587.15	799.24					
1000	6653.84	970.40	2979.41	1553.99	2751.91	857.22					

Tabla 2.- Caudales punta de entrada al modelo hidráulico, para diferentes periodos de retorno.

Los coeficientes de rugosidad se incluyeron en el modelo a través de una malla que asocia un valor a cada una de las celdas de la malla que representa la topografía. Fueron definidos mediante la aplicación de la Guía para la selección de coeficientes de rugosidad de Manning para canales naturales y planicies de inundación, del *U.S. Geological Survey* y la *Federal Highway Administration* (Arcement, Schneider, 1984); de modo que se clasificó en unidades morfológicas toda la zona de estudio. En el caso de las unidades que constituyen los cauces, el cálculo se basa en el tipo y tamaño de material fondo, el grado de irregularidad de la superficie, las variaciones de las secciones transversales, las obstrucciones, la vegetación y el grado de sinuosidad; mientras que en planicies de inundación se considera el tipo y tamaño de material fondo, el grado de irregularidad de la superficie, el efecto de las obstrucciones y la vegetación.

Como condición de frontera se empleó una serie de tiempo que representaba la variación del nivel del mar en la desembocadura del río Tuxpan, bajo condiciones críticas. Es decir, a partir del registro del mareógrafo instalado en Tuxpan, se obtuvo una serie de tiempo que representa el comportamiento de la marea astronómica. Posteriormente, para considerar el caso en el que el río Tuxpan se desborda a causa de un evento hidrometeorológico extremo, se calculó la marea de tormenta estimada para un Huracán Categoría 3; dado que los mayores niveles de superficie del mar registrados fueron ocasionados por el huracán Karl, que tocó tierra en la costa de Veracruz el 17 de septiembre de 2010, como Huracán Categoría 3. Tomando en cuenta lo anterior, se construyó una serie de tiempo integrando en la marea astronómica los valores de marea de tormenta dados por la evolución del Huracán Karl.

Con la información anterior se construyó un modelo, empleando el *software* MIKE 21, en el que se realizó un total de 20 simulaciones; es decir, se simularon los cuatro escenarios antes descritos y los cinco periodos de retorno analizados en el estudio hidrológico.

En la Figura 3 se muestra la extensión de la inundación correspondiente a una avenida de 1000 años de periodo de retorno; mientras que en la Figura 4 se muestra, para los tres primeros escenarios (condiciones naturales, Alternativa 1 con puente de 400 m y Alternativa 1 con puente de 1200 m), un acercamiento a la zona del cruce del río Tuxpan y la Alternativa 1. En esta última se aprecia que la extensión de la inundación y los tirantes del agua, son prácticamente iguales bajo cualquiera de los tres escenarios, tanto en el cauce del río Tuxpan, como en su planicie de inundación.



Figura 3.-Resultados del modelo bidimensional, bajo condiciones naturales y Tr = 1000 años.



Figura 4.-Resultados zona del cruce de la alternativa 1, bajo distintos escenarios y Tr = 1000 años.

Las elevaciones de SLA y las velocidades medias en el cruce del río Tuxpan con la autopista se presentan en la Tabla 3. En ella se puede observar que la construcción de la autopista con el trazo de la Alternativa 1 y un puente de 400 m sobre el río Tuxpan, generaría una sobre elevación de 0.33 y 0.36 m en el nivel de inundación, para 100 y 1 000 años de periodo de retorno, respecto a los niveles de las inundaciones generadas en condiciones naturales. En el caso del escenario 3 (trazo de alternativa 1 y puente de 1200 m), las diferencias serían de 0.17 y 0.22 m, respectivamente.

ESCENARIO	TR [años]	Cota de SLA [msnm]	Velocidad [m/s]
	5	2.18	1.01
	10	3.85	1.17
1. Condiciones	100	6.57	1.23
naturaics	500	7.22	1.23
	1000	7.47	1.18
	5	2.19	1.01
	10	3.86	1.17
2. Alternativa 1 con puente de 400 m	100	6.90	1.38
	500	7.60	1.43
	1000	7.83	1.46

Tabla 3.- Resumen de resultados del estudio de inundabilidad, realizado con un modelo bidimensional.

	5	2.19	1.01
	10	3.86	1.17
puente de 1200 m	100	6.74	1.29
	500	7.44	1.30
	1000	2.19 3.86 6.74 7.44 7.69 2.18 3.85 6.57 7.22 7.47	1.30
	5	2.18	1.01
	10	3.85	1.17
4. Alternativa 2	100	6.57	1.23
	500	7.22	1.23
	1000	7.47	1.25

A partir del análisis de los resultados del modelo 2D se concluyó que el trazo original de la autopista (Alternativa 1) no interfería con la dinámica general de desbordamiento y drenado de la llanura de inundación, por lo que el trazo alternativo no generaba ventajas importantes.

Con base en lo anterior y en el análisis de las cotas y velocidades alcanzadas en cada escenario, la concesionaria decidió continuar con el trazo del anteproyecto y definió los niveles de diseño del pedraplén y el terraplén. Además, dado que las diferencias de cotas y velocidades del escenario que consideraba un puente de 1200 m, respecto al de 400 m, son despreciables, se determinó que el Puente Tuxpan tendría una longitud de 400 m.

Estudio topohidráulico del Puente Tuxpan

Después de realizar el estudio de inundabilidad de la cuenca baja del río Tuxpan, se realizaron los estudios topohidráulicos de los cuatro puentes comprendidos en el tramo analizado en el estudio anterior: Chijolar, Estero, Tuxpan y Estero Juana Moza. En estos estudios se definieron los niveles de SLA para avenidas de diferentes periodos de retorno, el nivel de diseño y el gálibo de cada puente, así como las velocidades del flujo. Con fin de compararlo con los estudios antes descritos, en este documento se presenta únicamente el correspondiente al Puente Tuxpan.

En México, los estudios topohidráulicos constituyen uno de los requisitos indispensables para que la SCT apruebe el diseño y construcción de un puente carretero. Como se mencionó anteriormente, la normativa señala que el cálculo de niveles y velocidades en la zona de cruce debe de realizarse mediante el método de Manning; sin embargo, en la actualidad, es una práctica común emplear un modelo unidimensional (HEC-RAS) para el análisis del flujo. Dado lo anterior, el desarrollo del estudio topohidráulico del Puente Tuxpan se basó en la construcción de un modelo hidráulico unidimensional.

Para representar la geometría del cauce, la concesionaria proporcionó el levantamiento topobatimétrico de un tramo de 340 m de longitud: 260 m aguas arriba y 80 m aguas abajo del eje del Puente Tuxpan. De este levantamiento topográfico, se obtuvieron 34 secciones transversales, a cada 10 m, para armar el modelo unidimensional. Puesto que las secciones levantadas comprendían únicamente al cauce, la información topográfica fue complementada con el levantamiento realizado a lo largo del eje de la carretera y el MDT que se utilizó en el modelo bidimensional; al integrar la información, se conformaron secciones transversales de 6 000 m de ancho, con el propósito de abarcar completamente la planicie de inundación del río Tuxpan.

En la Figura 5 se muestra, en planta, el tramo de río representado en el modelo y la ubicación del Puente Tuxpan. Se puede observar que el eje del trazo se encuentra ligeramente esviajado con un ángulo de 2.9°; como el ángulo es pequeño y no ocasiona efectos considerables sobre el comportamiento del flujo, en la modelación se consideró como si fuera perpendicular al cauce. Dado el ancho de las secciones transversales, en el modelo se representó no sólo la estructura del puente, sino también el cuerpo carretero, con la elevación de rasante propuesta por la concesionaria después de conocer los resultados del estudio de inundabilidad (Figura 6).





Figura 6.- Representación del Puente Tuxpan en el modelo unidimensional.

Dado que al iniciar el estudio topohidráulico, ya se había concluido el de inundabilidad, varios de los análisis y cálculos elaborados para este último fueron aprovechados. Por ejemplo, la estimación de los coeficientes de rugosidad y el modelo hidrológico de la cuenca Tuxpan, del cual se obtuvieron los hidrogramas de aportación hasta el punto en el que inicia el modelo unidimensional del puente.

Asimismo, a partir de los resultados del análisis bidimensional del río Tuxpan, fue posible construir la curva gastos-elevaciones (Q-H) de la sección del extremo aguas abajo del modelo unidimensional; curva mediante la cual se definieron las condiciones de frontera del modelo.

De acuerdo con lo establecido en las normas que rigen la elaboración de los estudios topohidráulicos, únicamente se simuló el escenario de condiciones de proyecto, con el fin de conocer los niveles de SLA y las velocidades en el cruce, para 5, 10, 100, 500 y 1 000 años de periodo de retorno. Además, se determinaron los gálibos correspondientes a los niveles de diseño.

Al realizar el análisis de resultados se detectaron dos momentos críticos en las simulaciones:

- 1. El momento en el que se presentan los niveles máximos de SLA
- 2. El momento en el que se presentan las velocidades máximas en el cruce.

En la Tabla 4 se muestra el resumen de resultados de ambas condiciones críticas.

TR	CONDICIÓN	: NIVEL MÁXI	IMO DE SLA	CONDICIÓN: VELOCIDAD MÁXIMA								
[años]	Cota de SLA [msnm]	Cota de SLAVelocidad[msnm][m/s]		Cota de SLA [msnm]	Velocidad [m/s]	Q [m³/s]						
5	2.29	1.52	2484.50	2.29	1.52	2484.36						
10	3.93	1.50	3184.42	2.79	1.53	2699.11						
100	6.94	1.22	5487.34	2.88	1.53	2740.99						

Tabla 4.- Resumen de resultados del estudio topohidráulico del Puente Tuxpan.

500	7.69	1.06	5925.44	2.96	1.53	2778.01
1000	7.92	1.04	6193.20	3.05	1.53	2814.52

Condición: Nivel máximo de SLA

En este caso se observa que entre mayor es el periodo de retorno (y el gasto) menor es la velocidad. Esto se debe a las características propias de un modelo unidimensional: la velocidad reportada es la velocidad media en la sección, que incluye tanto el cauce como la planicie de inundación.

Al alcanzarse el nivel máximo del agua, en el modelo unidimensional, el cuerpo carretero representa un obstáculo para el flujo del agua, lo que reduce considerablemente la velocidad en la planicie y, por tanto, la velocidad media de la sección. Adicionalmente, el coeficiente de rugosidad en la planicie es mayor al del cauce: 0.190 y 0.063, respectivamente. Por lo tanto, entre mayor es el nivel del agua, la llanura de inundación es más extensa y es mayor la influencia de las bajas velocidades de la planicie en el cálculo de la velocidad media.

Condición: Velocidad máxima

En este caso se observan niveles de SLA menores a los máximos, así como una velocidad máxima prácticamente igual para todos los periodos de retorno. Esto se debe a que la velocidad máxima se presenta antes y después de haberse presentado el tirante máximo. Es decir, debido a la influencia de la velocidad de la planicie de inundación sobre la velocidad media, las velocidades máximas se presentan cuando el agua fluye únicamente a través del cauce (antes de desbordarse y una vez que el nivel de agua ha bajado). Por su parte, el nivel del agua depende del gasto de entrada; por lo tanto, se observa que para la misma velocidad, los niveles de SLA correspondientes se incrementan en función del periodo de retorno.

Gálibo del puente

El gálibo del puente se calculó a partir de las elevaciones máximas alcanzadas por el agua y considerando que la elevación del paño inferior de las trabes del puente es 8.99 m.

Cabe mencionar que, dada la magnitud y la importancia del Puente Tuxpan, éste se diseñó para la avenida de 1 000 años de periodo de retorno. Por lo tanto, el gálibo del puente para el nivel de diseño es de 1.07 m.

ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS ESTUDIOS

En la Tabla 5 se presenta un resumen de los resultados obtenidos en los tres estudios. En el caso del primer estudio, los valores corresponden a las condiciones de anteproyecto, con un puente de 300 m (por ser el escenario más parecido al diseño final del puente; mientras que, para los otros dos estudios, se muestran los resultados de la simulación de las condiciones de proyecto con un puente de 400 m.

as a comparative action resultance action residuates, sufficient action of project											
Tr	Estudio unio prelir	dimensional ninar	Estudio bic	limensional	Estudio unidimensional del puente						
[años]	SLA [m]	V [m/s]	SLA [m]	V [m/s]	SLA [m]	V [m/s]					
5	-	-	2.19	1.01	2.29	1.52					
10	-	-	3.86	1.17	3.93	1.53					
100	10.49	4.55	6.90	1.38	6.94	1.53					
500	13.18	5.98	7.60	1.43	7.69	1.53					
1000	14.15	6.44	7.83	1.46	7.92	1.53					

Tabla 5.- Cuadro comparativo de los resultados de los tres estudios, bajo condiciones de proyecto.

Al comparar los resultados obtenidos de los dos primeros estudios, se observan grandes diferencias, tanto en las cotas de inundación como en las velocidades, lo cual se debe a diversos factores:

- Los caudales obtenidos en el primer estudio hidrológico son mucho mayores a los caudales punta de los hidrogramas de entrada del segundo estudio, a causa de los métodos empleados en los estudios hidrológicos. Cabe recordar que el segundo estudio hidrológico fue calibrado con los datos de distintos eventos históricos registrados en la estación hidrométrica.
- El primer estudio se realizó considerando dichos gastos como constantes (flujo permanente), mientras que en el modelo 2D se consideró flujo no permanente, por lo que el volumen de agua que ingresa al modelo es mucho menor.
- En el estudio bidimensional se redujo la incertidumbre al emplear como base un MDT de mayor resolución.
- Mediante un modelo 2D es posible modelar las dinámicas de desbordamiento del río y de drenado de la planicie; lo cual no puede realizarse mediante un modelo 1D.
- En un modelo 1D se simula que el agua avanza únicamente en la dirección del cauce, por lo que al encontrarse con un obstáculo, como el terraplén de una carretera, tendería a aumentar su nivel aguas arriba de dicho obstáculo. En este caso, el agua únicamente drena a través del área hidráulica del puente, por lo que se forma un gran remanso hacia aguas arriba y se presentan velocidades muy altas en el cruce.

Por otra parte, al comparar los resultados entre el estudio de inundabilidad y el estudio topohidráulico, se observan diferencias mínimas; situación que era de esperar, dado que gran parte de los datos de entrada del modelo utilizado en el topohidráulico se derivaron de los cálculos realizados y los resultados obtenidos en el estudio de inundabilidad.

Cabe destacar que, si el estudio topohidráulico se hubiera realizado de forma totalmente independiente y sólo cumpliendo con los requisitos mínimos solicitados en la normativa, los resultados podrían haber sido muy diferentes. En este caso, la confiabilidad de este estudio se basa en que está respaldado por el estudio de inundabilidad, cuya elaboración, desde el estudio hidrológico, hasta la construcción del modelo bidimensional, se realizó con un gran nivel de detalle.

CONCLUSIONES

El establecimiento de lineamientos que regulen la elaboración de estudios hidráulicos para el diseño de vías terrestres y puentes carreteros ha servido, hasta el momento, para su estandarización; es decir, para que en ellos se apliquen, al menos, metodologías comúnmente aceptadas por su amplio uso en ingeniería.

No obstante, sería necesario resaltar en dichos lineamientos que, en ocasiones, las características propias de una cuenca, un río, su planicie de inundación o el proyecto en sí, ameritan la elaboración de estudios hidráulicos más detallados. Éstos tendrían que considerar factores que permitieran obtener resultados más próximos a la realidad; desde la extensión y resolución de la topografía, hasta el tipo de modelo hidráulico utilizado en el análisis y tránsito de avenidas.

En este sentido, sería necesario diferenciar entre los puentes que cruzarán ríos encañonados y aquéllos que pasarán no sólo por el cauce, sino también por su planicie de inundación; dado que los requerimientos y métodos de análisis deben de ser distintos, con el fin de obtener resultados más confiables que proporcionen al proyectista los elementos necesarios para garantizar la seguridad y el buen funcionamiento de su proyecto, sin un sobrecosto.

Por supuesto, un estudio más detallado es más costoso que uno que sólo cumple con el mínimo necesario establecido por las instituciones que revisan los proyectos carreteros; sin embargo, esta diferencia puede ser insignificante en relación al costo del subdimensionamiento de las estructuras, que podría derivar en cuantiosos daños e, incluso, en la pérdida de vidas humanas.

En el caso contrario, el costo del sobredimensionamiento podría ser tan alto, que hiciera inviable un proyecto, como en la autopista Tuxpan-Tampico; en la que el análisis bidimensional de la dinámica de inundación del cauce y su llanura evitó cambiar el trazo de la autopista, así como sobre elevar más de 2 m el cuerpo carretero; también permitió concluir que, dada la dinámica de inundación, un puente de 400 m de longitud, funcionaba prácticamente igual que uno de 1 200 m.

Por lo tanto, los estudios hidráulicos deben proporcionar al proyectista los elementos necesarios para garantizar la seguridad y el buen funcionamiento de su proyecto, sin un sobrecosto.

REFERENCIAS

Arcement, G.C. and Schneider, V.R. (1984). *Guide for selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains*, U.S. Geological Survey & Federal Highway Administration.

Secretaría de Comunicaciones y Transportes (2000). *N-PRY-CAR-1-06-001/00, 001 Ejecución de estudios hidráulico-hidrológicos para puentes.*

Secretaría de Comunicaciones y Transportes (2001) *N-PRY-CAR-6-01-001/01, Proyecto de puentes y estructuras*. México.

IAHR

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

CONTROL OPERATIVO DE SEDIMENTOS PARA GARANTIZAR LA SOSTENIBILIDAD DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA AMAIME (COLOMBIA)

Hernando Arteaga Gómez

MSc Civil Engineering Georgia Institute of Technology CELSIA (www.celsia.com), Colombia, hernando.arteaga@gmail.com, harteaga@celsia.com

RESUMEN:

Este artículo presenta el desarrollo metodológico diseñado e implementado para el control operativo de sedimentos en la central hidroeléctrica Amaime. Esta central opera en el río Amaime, el cual transporta sedimentos con propiedades que lo hacen muy abrasivo para las turbinas. La metodología desarrollada logró garantizar la sostenibilidad, minimizar el daño a las turbinas, y maximizar la rentabilidad económica del proyecto.

ABSTRACT:

This article presents the methodological development designed and implemented for the operational control of sediments in the Amaime hydroelectric plant. This plant operates on the Amaime River, which transports sediments with properties that make it very abrasive for turbines. The developed methodology managed to guarantee sustainability, minimize the damage to the turbines, and maximize the economic profitability of the project.

PALABRAS CLAVES: sedimentos; centrales hidroeléctricas; desarenadores; hydropower; sediments

INTRODUCCIÓN

La gestión de sedimentos es uno de los principales retos a afrontar durante la operación y el mantenimiento de las centrales hidroeléctricas. En las centrales con embalse, el problema es la acumulación de sedimentos en el mismo, los cuales reducen su vida útil. En las centrales sin embalse (filo de agua), el reto es minimizar el desgaste que producen los sedimentos sobre las turbinas, maximizando la rentabilidad.

La central de Amaime es una central a filo de agua, que inició a operar en Enero de 2011. Esta mostró desgaste prematuro en las turbinas por abrasión producto del transporte de sedimentos, ya que con tan solo seis meses de operación, presentaba el estado de más de cinco años de uso. En la **Tabla 1** se presentan las características técnicas de la central.

En este trabajo se presenta una metodología diseñada y aplicada para identificar las causas del problema de desgaste prematuro y establecer las medidas consideradas óptimas, para afrontarlo desde el punto de vista técnico y económico. Además, se presenta la evaluación final de las medidas implementadas a la fecha. Finalmente se presentan algunas recomendaciones para abordar este tipo de problemas en otras centrales similares.

Parámetro	Información
Inicio de operaciones	Enero de 2011
Potencia Instalada	20 Mw
Tipo de central	Filo de agua
Caudal de Diseño	12 m3/s, 6 m3/s por turbina
Energía Media Anual	65 Gwh
Caída Media	200 m
Unidades de Generación	2
# / Tipo de turbinas	2 / Francis marca Andritz
#/ Generadores	2 / Indar; 13,9Mva ;13,8Kv
Sistema de conducción	Túnel 4,7 Km y 3m de diámetro
Sistema de desarenadores	2 módulos. Longitud: 45m, ancho: 8m, profundidad: 3m
Fuente de Agua	Se capta y retorna el agua al río Amaime

Tabla 1.- Características de la central hidroeléctrica Amaime.

DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Desde los primeros días de operación de la central, se evidenció la gran cantidad de sedimentos y material vegetal que transportaba el río Amaime, lo cual empezó a originar problemas en la operación como taponamiento de filtros del sistema de refrigeración, rejillas en bocatoma y tanque de carga. A los seis meses de operación, el desgaste de las turbinas era equivalente a más de 5 años de operación. Después de un año el estado de las turbinas requería reparación total de las maquinas, los sellos se encontraban desgastados y fue necesario cubrir los generadores con plástico para protegerlos de las fugas de agua y sedimento. El desgaste lo sufrieron los elementos hidromecánicos que se encuentran en contacto con el agua para generación como son rodete, alabes móviles, alabes fijos, tapas de turbina y codo de aspiración. Las **Figuras 1-6** muestran el estado de los componentes de las turbinas, en su estado nuevo y con 1 año de operación. La eficiencia de las turbinas se había reducido de 93% a 82%, lo cual impactaba directamente en la rentabilidad y la sostenibilidad económica del proyecto.



Figura 1-6.- Arriba.: Estado de turbinas nuevas. Abajo: Estado de turbinas 12 meses de operación.

Para dar solución este problema, se iniciaron varios estudios y análisis con el objetivo de contrarrestar esta situación y prevenir que después de la reparación de las turbinas, volvieran a tener el mismo deterioro del primer año. El abordaje del problema consideró dos aspectos: El primero consistió en la implementación de un programa de monitoreo intensivo y control de la entrada de sedimentos, con el cual se pudiese evitar la entrada de sedimentos durante las crecientes. El segundo aspecto fue la implementación de mejoras estructurales en los desarenadores para optimizar su desempeño. A continuación se presentan los aspectos más relevantes de todo el proceso.

MONITOREO Y CONTROL DE SEDIMENTOS

En la ingeniería de hidráulica fluvial y producción de sedimentos en cuencas hidrográficas, se ha encontrado como tendencia general que en los ríos los más grandes volúmenes de sedimento que transporta el río, pasan en un porcentaje de tiempo muy pequeño durante las crecientes. De acuerdo a G. Morris [1] "La mayoría de los sedimentos son transportadas por crecidas grandes. El manejo de sedimentos tiene que enfocar en el manejo de estos eventos". Acorde a esto se implementó un programa de monitoreo de las concentraciones de sedimentos y cuantificación de volúmenes de que ingresan por las turbinas. El objetivo de este programa de monitoreo se centró en medir y cuantificar con una frecuencia de 2 horas los volúmenes de sedimento que pasan por las turbinas, y establecer un criterio adecuado de parada basado en la concentración y en el costo de la posterior reparación asociado al paso de los sedimentos.

El monitoreo de concentraciones se inició con el método standard de los Solidos Sedimentables [2]APHA, el cual se mide con un frasco cónico calibrado (Cono Inhoff). En este cono se decantan muestras de un litro durante 1 hora. La medida de concentración que arroja este método es volumen de sedimentos sobre volumen de agua (ml/l). Las ventajas que tiene este método de medición son: (1) puede ser ejecutado de una manera simple, (2) no requiere de personal especializado, (3) se pueden hacer análisis en el sitio a una alta frecuencia y (4) permite tomar decisiones oportunamente para la operación de la central.

A partir de la información recolectada se hizo una evaluación temporal de concentraciones, caudales líquidos y caudales sólidos, verificando que efectivamente los mayores volúmenes de sedimentos pasan en cortos periodos de tiempo. En la **Figura 7** se muestra una cuantificación

acumulativa de la cantidad de sedimentos que transporta el río Amaime en el periodo monitoreado entre Junio de 2013 y Junio 2014. Se puede apreciar que la cantidad de sedimentos incrementa súbita y considera mente en cortos periodos de tiempo.



Figura 7.- Dinámica del paso de sedimentos en el río Amaime. En óvalos punteados se señalan los momentos súbitos en los que hay mayor paso de sedimentos.

Con esta información se puso como objetivo determinar la concentración máxima permisible para operar la central de la mejor forma, reduciendo el paso de sedimentos y maximizando la rentabilidad económica del proyecto. Para hacer esto, se tuvieron que hacer varios análisis los cuales se explicaran a continuación, los cuales integrados permitieron establecer el rango adecuado de concentración permisible para generación. A continuación se explica cada uno de los análisis de que se efectuó:

El primer análisis efectuado fue la estimación del costo asociado a la reparación de las turbinas por el paso de 1m3 a través de las mismas. Para esto se estimó el volumen de sedimento que pasó por las turbinas el primer año de operación, y se hizo la correlación con el costo de la reparación de las turbinas después de este primer año. Y se llegó a la conclusión de que el paso de 1m3 de sedimento a través de las turbinas, tiene un costo asociado de \$37.840 COP (\approx 13.8 USD), el cual tiene inmerso el costo de tanto de la reparación, como la perdida de utilidad por el tiempo de parada de las maquinas durante la reparación.



Figura 8.- Concentración de sedimentos a evitar en ml/l (en X) versus porcentaje de sedimentos que no pasarían por las turbinas sobre el total disponible en el agua en la captación del Río Amaime (En Y)

Después, con los datos de concentraciones y volúmenes recolectados hasta la fecha, se estimó el volumen de sedimentos que podría pasar por las turbinas si se hubiesen tenido diferentes concentraciones máximas permisibles. De este análisis se encontró que si no se para la central para ninguna concentración de sedimentos en el río, en el periodo de monitoreado (Junio 2013 – Junio 2014) hubiesen ingresado a las turbinas 126 mil Toneladas. Por otra parte, si se hubiese parado la central cuando la concentración del agua superara un valor de concentración máxima permisible, la cantidad de sedimentos que hubiese pasado por las turbinas sería menor (Ver Figura 8). Entre

menor sea el valor de concentración máximo permisible, menor será el volumen de sedimentos que ingresan a través de las turbinas.

Para cada escenario de restricción de concentración, se hizo a su vez la evaluación económica de perdida de generación para cada uno. Puesto que si no hay restricción de concentración se generará más energía, sin embargo el volumen de sedimentos que entraría por las mismas sería mayor, por lo tanto las reparaciones tendían que hacerse más seguido, y el costo anual en mantenimiento aumentaría. A continuación en la **Figura 9** se muestra como la utilidad por generación aumenta, a medida que el valor máximo de restricción de la concentración es mayor:



Figura 9 a 11.- Eje X: Concentración de control, Eje Y: Valor asociado en Millones de USD.

Al igual que la generación aumenta a medida que la concentración máxima permisible aumenta, también aumentan los costos asociados a la reparación y mantenimiento de la planta. En la **Figura 10** se aprecia como aumentan los costos del mantenimiento y reparaciones a medida que se permita el paso de caudales para generar con una mayor concentración de sedimentos.

Finalmente, en la **Figura 11**, se muestra como varía la utilidad neta de la central, en relación con la concentración máxima permisible. La concentración máxima permisible optima, es la que mayor utilidad neta genera para la central. De este análisis se concluye que la concentración máxima permisible óptima para operar la central es de 2ml/l, debido a que es el punto que arroja mayor balance entre costos de generación menos costos de mantenimiento.



Figura 12.- Dinámica del paso de sedimentos en el río Amaime en 2 escenarios. Sin controlar la concentración de sedimentos en el agua turbinada y controlando la concentración. Junio 2013 a Junio 2018

Actualmente, el sistema de monitoreo y control de sedimentos que empezó a implementarse sistemáticamente en Mayo de 2013 y continua efectuándose a la fecha. Desde que se implementó el control de la concentración máxima de sedimentos a 2ml/l se ha impedido el paso del 63% del sedimento que hubiese podido ingresar sin su implementación, lo cual indica que a las turbinas ya no sería necesario hacerles reparación y mantenimiento cada año y medio sino cada cuatro años y medio o más, reduciendo así el costo anual de mantenimiento a un 32% del costo antes de la

implementación del método. Todo esto con una reducción de generación menor al 8,2% pero con una mayor rentabilidad económica neta del proyecto. En la **Figura 12** se muestra que el volumen de sedimentos que pasó por las turbinas fue de 134 mil toneladas cuando hubiesen podido pasar 368 mil toneladas, es decir que tan solo paso el 37% del volumen de sedimentos que pudo haber ingresado.

Después de la implementación del control de sedimentos, se ha logrado una reducción significativa en la perdida de eficiencia por unidad de energía generada. Antes de la implementación del control de sedimentos, se perdían 0,13% de eficiencia por cada Gwh generado, pero después de marzo de 2013 hasta Junio 2018, se perdieron 0,065% de eficiencia por cada Gwh. En la Tabla 2 se puede apreciar el comparativo entre el periodo antes de la implementación del método y después de la misma.

Condición	Sin Control d	e Sedimentos	Con Control de Sedimentos		
Fecha	Enero de 2011 (Inicio de Operaciones)	Marzo de 2013 (antes de reparación)	Marzo de 2013 (después de reparación)	Junio 2018	
Eficiencia	91%	70%	91%	75%	
Perdida de Eficiencia	21	21% 16%			
Tiempo (meses)	2	6	63		
% de perdida de eficiencia /Meses	0,8	1%	0,25%		
Energía Generada (Gwh)	16	50	247		
% de perdida de eficiencia/Gwh generado	0,1	3%	0.065%		

Tabla 2.- Resumen desempeño de las medidas.

En conclusión, se ha podido optimizar la rentabilidad económica del proyecto y aumentar al máximo los periodos entre reparación y reparación.

OPTIMIZACIÓN DESARENADORES

La central fue diseñada para operar con 2 módulos desarenadores que operan en paralelo, con una capacidad de tratar 12m3/s operando simultáneamente. Estos fueron diseñados para retener partículas de tamaño igual y superior a 0.3mm. Cada uno de estos módulos mide 45metros de longitud, 8 metros de ancho y 3metros de profundidad. Ver **Figura 13** con la distribución de las estructuras de captación y localización de los desarenadores.



Figura 13.- Vista en Planta de la captación de la central Amaime.

Para verificar que el desarenador funcione de acuerdo a sus parámetros de diseño, se tomaron muestras del sedimento que logran pasar por los desarenadores y se realizó un análisis granulométrico. De este análisis se encontró que el desarenador estaba efectivamente reteniendo partículas de tamaño igual y superior a 0,3mm, de acuerdo a su diseño. De acuerdo a las granulometrías que se hicieron, se encontró que los sedimentos que están afectando a las turbinas tienen tamaño inferior a 0,3mm, es decir que a pesar de que el desarenador está haciendo adecuadamente el trabajo para el cual fue diseñado, continúan pasando gran cantidad partículas más finas con el potencial de desgastar las turbinas.

De acuerdo a E. Mosonyi [3]: "Para plantas de cabeza hidráulica media, las partículas a remover entre 0.2 a 0.5mm son usualmente especificadas. De acuerdo con Sokolov, sedimentos angulares-afilados de quarzita con tamaños de partícula inferiores a 0.25mm pueden causar daños serios en las turbinas. Como indica la experiencia obtenida en plantas de cabeza alta, tamaños de partículas entre 0.1 a 0.2mm inclusive más pequeños pueden resultar indeseables. Desgaste desproporcionado de los equipos mecánicos instalados en plantas operando bajo muy altas cabezas hidráulicas, de más de 100 metros, pueden algunas veces prevenir solo removiendo del agua partículas de tamaño inferior a 0.01 a 0.05mm. El límite más abajo debe ser considerado como el crítico, si la fracción de sedimento fino incluye granos angulares-afilados de cuarzo. (Los tamaños de partícula mencionados aquí son llamados fracción de limo, están entre 0.02 y 0.002mm de diámetro)".

A partir de la información encontrada de Emil Mosonyi, se realizaron análisis de mineralogía y geometría de las partículas, y se encontró que efectivamente el sedimento estaba compuesto por 59% de cuarzo y su geometría era angular-afilada, por lo cual la partícula de diseño del desarenador debió haber sido mucho más pequeña para proteger las turbinas. En la **Figura 14** se ilustra la composición mineralógica de sedimentos que pasan los desarenadores de Amaime.

80% 70% 60% 50%	¢	_ (Componente químico del cuarzo																
30% 20%	15,21%	7,01%	5,41% 0.2%	93%	37%	35%	4%	.2%	4%	4%	4%	4%	12%	11%	11%	11%	11%	11%	11%
10% 0%	Д			i∩ t	0	0, 8,0	0	0	0,0	0,0	00	0,0	0,0	00	0,0	0,0	0,0	0,0	0'0
	Silicio Aluminio	Hierro Total	Magnosio	Sodio	Titanio	Potasio	Fosforo	Manganeso	Vanadio	Vbario	Azufre	Estroncio	Cromo	Zirconio	Niquel	Cobre	Zinc	Plomo	Hafnio

Figura 14.- Composición química de los sedimentos que pasan por los desarenadores de Amaime.

De acuerdo a [4] B.N. Asthana, quien hace referencia en un artículo del ingeniero Tsugo Nozaki, la longitud del periodo entre reparaciones, está correlacionado con la caída bruta de la central, la concentración promedio de sedimentos, las características de los sedimentos y las propiedades de los materiales de los cuales está fabricado el rodete. Por esa razón se hicieron análisis granulométricos, minerológicos y de forma de los sedimentos.

En las **Figuras 15 y 16** se muestra el aspecto visual que tienen los sedimentos que retiene el desarenador contra el aspecto que pasa por el desarenador y llegan a las turbinas. El sedimento que pasa por las turbinas es mucho más fino que el sedimento que es capaz de retenerer el desarenador. En la **Figura 17** se presenta Microscopía electrónica de los sedimentos que pasan por los desarenadores de Amaime. Y se aprecia claramente que los sedimentos tienen forma angular afilada, lo cual incrementa su potencial abrasivo.



Figura 15-17.- Izquierda: Sedimentos que retiene el desarenador; Centro: Sedimentos que pasan el desarenador y llegan a las turbinas., Derecha: Microscopía electrónica de los sedimentos.

Al sistema de desarenadores actuales se le identificaron posibilidades de mejora en su diseño. Los problemas que se identificaron, que se podían corregir fueron: (1) Contraflujo dentro de los desarenadores, (2) Sobrecarga de los desarenadores con caudal ecológico, (3) Entrada de flujo no uniforme hacia los módulos desarenadores, (4) Posibilidad de hacer un tercer módulo desarenador para mejorar la eficiencia del sistema.

En las **Figuras 18 y 19** se muestran los resultados de una modelación computacional de fluidos, en la cual se aprecia que la velocidad del flujo en los módulos desarenadores no es uniforme, y el flujo tiende a tener mayores velocidades contra la pared que divide los 2 módulos, lo cual genera contraflujos en las paredes opuestas, lo cual le reduce eficiencia al desarenador. Estas posibilidades de mejora se estudiaron y se diseñaron modificaciones hidráulicas dentro de los desarenadores, con el fin de contrarrestar los problemas presentados. Para definir las estructuras a implementar, se realizaron varios modelamientos y se realizó el análisis costo-beneficio de alternativas para optimizar las estructuras de desarene. De las alternativas estudiadas se descartaron unas y se diseñaron las que se consideraron viables. A continuación se presentarán inicialmente las alternativas que se descartaron y posteriormente las que se diseñaron y construyeron:



Figura 18.- Modelación bidimensional de flujo sin disipadores de velocidad. Se aprecia un vórtice marcado con líneas achuradas que ingresa a la parte media del desarenador.



Figura 19.- Modelación bidimensional de flujo con disipadores de velocidad. Se aprecia que no hay vórtice en la zona efectiva del desarenador. Este es contenido antes de los disipadores.

Descartada 1: Se consideró la construcción de un tercer módulo desarenador pero se descartó, debido a su alto costo y a que no se tenía la certeza que se incrementaría significativamente el paso de los sedimentos. La relación entre tamaño del desarenador y partícula de diseño, no es lineal, por lo cual con construir un tercer desarenador la partícula de diseño nueva pasaría de 0,3mm a 0,25mm, por lo cual, y de acuerdo a la granulometría de los sedimentos que pasan hacia las turbinas, esto representaría el paso de 5% menos sedimento. El alto costo de la construcción de un tercer módulo no se vería compensado con la reducción de un porcentaje de sedimento tan bajo.

Descartada 2: Se consideró inicialmente que la construcción de vertederos alargados a la salida de los desarenadores podía mejorar la eficiencia de los mismos, pero se descartó porque este sistema hidráulicamente no era viable para trabajar en el espacio disponible con el caudal de diseño de la central.

Descartada 3: Se consideró la construcción de un tubo de vórtice en el fondo del canal de aducción. Pero se descartó, debido a que la velocidad del flujo en el canal de aducción, no permitiría la retención de sedimentos dentro del tubo de vórtice.

Las alternativas finalmente diseñadas, consistieron en:

Viable 1: Instalación de deflectores de flujo a la entrada de los módulos desarenadores, con el fin de hacer más uniforme el flujo dentro de los desarenadores.

Viable 2: Se retiró un muro sumergido al final de los módulos desarenadores, ya que esté inducia a una aceleración del flujo al final del recorrido del agua, generando resuspensión de partículas ya sedimentadas.

Viable 3: Cerrar vertedero de excesos del tanque de carga, para evitar el vertimiento del caudal ecológico por este sitio. En el nuevo diseño, el nivel del tanque de carga debe permanecer igual al nivel de los desarenadores y el vertedero de excesos pasaría a ser el vertedero lateral del canal de aducción. Con esto se evitaría la necesidad del paso del caudal ecológico por los desarenadores, haciendo que trabajen más eficientemente.



Figura 20 a 23.- Modificaciones hechas en los desarenadores. Izquierda con modificaciones y derecha sin modificaciones.

Finalmente se construyeron las 3 alternativas seleccionadas entre Agosto y Septiembre de 2014. Con la implementación de estas alternativas, se logró eliminar el contraflujo que había dentro de los módulos, haciendo que los desarenadores trabajen de forma más eficiente en toda su longitud.

En las **Figuras 20 a 23** que muestran los desarenadores antes y después la construcción de las modificaciones hidráulicas.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

De la implantación de estos los planes de acción para garantizar la sostenibilidad de la central hidroeléctrica de Amaime, se lograr una reducción del volumen de sedimento que pasa por las turbinas en un 65%, con una reducción en generación de un 8,2% pero permitiendo el aumento de la vida útil de la central aproximadamente a 4,5años, cuando antes era necesario hacerlo cada 1,5 años.

Otra evidencia de los beneficios obtenidos a partir de la implementación del método de control de sedimentos es que entre Enero de 2011 y Marzo de 2013 por cada megavatio hora que se generaba, se perdía 0,13% e eficiencia, y después de la implementación del método de control hasta Junio 2018, se ha perdido solo 0,065 % de eficiencia por cada megavatio. Hasta esta fecha aún no ha sido necesario reparar las turbinas, sin embargo esta reparación está programada para el segundo semestre de 2018.

Finalmente, con la implementación de las obras para mejorar el desempeño de los desarenadores se logró eliminar el contraflujo que había dentro de los módulos, haciendo que trabaje eficientemente en toda su longitud.

CONCLUSIONES

Para el diseño de centrales hidroeléctricas, es de suma importancia hacer un estudio sedimentológico detallado previo al diseño del sistema de desarenadores óptimo, con el fin de prevenir problemas.

Para una correcta cuantificación de caudales sólidos en ríos, es importante tener un monitoreo con una alta frecuencia, debido a que en unas pocas horas, pueden pasar grandes volúmenes de sedimento, los cuales quedaría sin medirse si se hace monitoreo de baja frecuencia como diaria, semanal o mensual.

El método que se desarrolló tiene la posibilidad de ser implementado en otros proyectos hidroeléctricos con problemas de abrasión.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

G. L. Morris and J. Fan, "Reservoir Sedimentation Handbook", McGraw-Hill Book Co., New York. **American Public Health Association**. Standard Methods for Examination of Water and Wastewatet. 18th Edition. Washington, APHA, AWWA, WWCF, 1992. pp 2-56, 2-57

E. Mosonyi, "Hydropower Development", Akademiai Kiado, Budapest 1991.

B.N. Asthana, G. Chauhan y D.S. Verma, "Determination of optimal sediment size to be excluded for run-of-river projects-a case study"

Pi-Epsilon, "Diseños hidráulicos y estructurales para mejorar la eficiencia del sistema de los desarenadores de la captación de la central Amaime" Informe. 2014

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

REVISIÓN DE PARAMETROS HIDRÁULICOS EN UN VERTEDERO ESCALONADO USANDO DATOS DE MODELACIÓN FÍSICA Y NUMÉRICA

Cecia Millán Barrera¹, Gilberto Salgado Maldonado¹, Víctor Manuel Arroyo Correa¹, Paloma Contreras Cisneros¹

¹Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, México cmillan@tlaloc.imta.mx, gsalgado@tlaloc.imta.mx, paloma.cisne.con@gmail.com

RESUMEN:

Un vertedor con una pendiente fuerte incrementa la velocidad, si es alta, fomenta el fenómeno conocido como cavitación. Una forma de evitarla es introducir aíre al flujo mediante escalones o aireadores. El flujo en vertedores escalonados es complejo, el presentado aquí aún más, en razón de que además es convergente. En este trabajo se evalúan y comparan tanto el punto de incepción como su tirante asociado en tres formas diferentes: usando relaciones empíricas, midiéndolas en un modelo físico a escala 1:50 y a través de datos de una simulación numérica, para tres diferentes gastos cuando la condición es de flujo rasante. En este trabajo, se toma como hipótesis para determinar el punto de incepción que la concentración de aire (C) es igual a 0.01 en el pseudo fondo.

Los resultados obtenidos muestran que las relaciones empíricas que se acercan más a las variables medidas como simuladas en el vertedor son las de (Iguacel y Garcia, 1991) y las de (Meireles *et al.*, 2012), mientras que hay buena correspondencia entre las variables que se midieron y que se simularon. Lo anterior, reafirma la necesidad de seguir estudiando y mejorando los medios de aproximación: modelación física (medición) y modelación matemática (solución numérica) a los fenómenos hidráulicos.

ABSTRACT:

A weir with a steep slope increases the speed, if it is high, promotes the phenomenon known as cavitation. One way to avoid it is to introduce a flow through steps or aerators. The flow in stepped spillways is complex, the one presented here even more, because it is also convergent. In this paper we evaluate and compare both the inception point and its associated depth in three different ways: using empirical relationships, measuring them in a physical model at 1:50 scale and through data from a numerical simulation, for three different flow rates when the condition is of skimming flow. In this work, it is taken as hypothesis to determine the point of inception that the concentration of air (C) is equal to 0.01 in the pseudo bottom.

The results show that the empirical relationships that are closest to the measured variables are those of (Iguacel & García, 1991) and (Meireles *et al.*, 2012). There is a good correspondence between the variables that were measured and simulated. The above, reaffirms the need to continue studying and improving the means of approximation: physical model (measurements) and mathematical modeling (numerical solution) to hydraulic phenomena.

PALABRAS CLAVES: vertedores escalonados, simulación y medición de variables de flujo.

INTRODUCCIÓN

El desarrollo de la técnica constructiva CCR (concreto compactado con rodillo) en la cual el material de construcción (mezclas pobres) se compactan en capas sucesivas, formando una superfície escalonada en talud, ha dado un nuevo auge al diseño y construcción de rápidas escalonadas aprovechando de esta manera las ventajas de este tipo de estructuras: aprovechamiento de la cortina como cuerpo del vertedor y disipación de la energía del flujo a lo largo de ésta, eliminando o disminuyendo la necesidad de grandes disipadores de energía al pie del cimacio.

El caso de estudio que se presenta aquí es muy particular por varias razones. Mientras que la mayoría de los diseños de vertedores escalonados son de eje recto, el que se estudia aquí no sólo es circular en planta sino también convergente, en la parte superior tiene una longitud de 243.5 m y en la inferior 75 m. En términos prácticos toda la corona se adaptó como obra de excedencia, además de que un gran porcentaje de la energía debe ser disipado en la rápida debido a que el tanque amortiguador queda topográfica y geológicamente limitado.

Existe un número importante de autores que han investigado el flujo en este tipo de vertedores, cada uno presenta diferentes relaciones de origen empírico para definir los límites y características de diseño correspondiente a cada tipo de flujo que se presentan en estas estructuras. En un intento para lograr un mejor entendimiento, en este trabajo, se evalúan y comparan las características del punto de incepción, el principal parámetro de diseño: la localización y tirante en el punto de incepción L_I y d_I a través de tres aproximaciones: a) usando relaciones empíricas, b) midiéndolas en un modelo físico a escala 1:50 y c) extrayendo información de una simulación numérica del flujo a escala de prototipo. Las variables mencionadas se comparan para tres diferentes gastos, bajo la condición es de flujo rasante.

METODOLOGÍA

Se determina el tirante hidráulico y la localización del punto de incepción a partir de los resultados de una modelación numérica, de la medición de dichas variables en el modelo físico a escala y con relaciones empíricas, de tres caudales en donde se presenta flujo rasante.

Modelo físico

A partir del análisis dimensional, información geométrica, topográfica y de construcción disponible se seleccionó la escala del modelo físico. En la tabla 1 siguiente, se presenta un resumen.

	Modelo	Prototipo
Escala	1:50	1:1
Ancho del canal de descarga	4.87 a. arriba	243.5 a. arriba
sobre talud escalonado, m.	1.50 a. abajo	75 a. abajo
Altura de escalón <i>h</i> , m.	0.024	1.20
Huella de escalón <i>l</i> , m.	0.030	1.50
Pendiente, v/h.	1/1.23	50/61.5
Gasto de diseño, m^3/s .	0.2984	5211.00

 Tabla 1.- Características geométricas del modelo y su equivalencia en prototipo.

El modelo a escala 1:50 se construyó en un área aproximada de 131 m², el gasto máximo circulante es de 295 l/s, tiene dos partes principales: el sistema de suministro de agua y desagüe y la rápida escalonada. La corona del vertedor escalonado se localiza a una altura de 2.32 m, la parte central de éste consta de 47 escalones idénticos de 24 mm de altura y 30 mm de huella. Su dimensión es de 1.78 m de largo, 4.87 m de ancho en la parte aguas arriba y 1.50 m de ancho aguas abajo, es convergente. En la figura 1, se puede ver el conjunto.



Figura 1. Vista general del modelo físico.

Modelo numérico

El vertedor se simuló numéricamente a escala 1:1. La cresta del vertedor es circular de perfil plano, tiene 243.5 m en su parte superior y 75 m en la parte inferior. La altura de la cresta del vertedor se encuentra a 80 msnm. La altura y la longitud de cada escalón son 1.2 m y 1.5 m respectivamente. Cuenta con 47 escalones y seis deflectores principales también cuenta con otra batería de disipadores y deflectores de menor tamaño en la parte baja del cuerpo del vertedor. El ángulo de inclinación del vertedor es de θ =38.907°.

Para ahorrar tiempo computacional se simuló el flujo en 2D en una franja que abarca el área instrumentada, ya que el propósito es comparar variables medidas en dicha área de estudio, véase la figura 2. El tamaño de celdas es de $0.30 \times 0.3 \times 1$ m, el total de celdas de 800573, 168 horas de tiempo computacional. Las condiciones de frontera a la entrada corresponden a la curva elevaciones-gasto del tránsito de avenidas sobre el vertedor, mientras que se impuso una salida libre al flujo.



Figura 2.- Dominio de Simulación numérica

ECUACIONES

El software CFD usado resuelve las ecuaciones medias de Navier-Stokes (RANS):

Ecuación de continuidad:

$$\frac{\partial \overline{U_j}}{x_j} = 0 \tag{1}$$

Ecuación de velocidades:

Ĩ

$$\frac{\partial \overline{U_i}}{\partial t} + \overline{U_j} \frac{\partial U_i}{\partial x_i} = -\frac{1}{\rho_N} \frac{\partial \overline{P}}{\partial x_i} + g_i + \nu_N \frac{\partial^2 \overline{U_i}}{\partial x_j^2} - \frac{\partial (\overline{u_i u_j})}{\partial x_j}$$
[2]

Modelo de cerradura RNG

El enfoque del modelo RNG es similar al modelo k- ε pero incluye un término adicional en la ecuación de ε que modela la disipación de la turbulencia y el cortante medio, incorpora el efecto de remolinos en la turbulencia, una formula analítica para el número de turbulencia de Prandtl y una formula diferencial para calcular la viscosidad efectiva. En este modelo el tensor de Reynolds se esquematiza de manera análoga a la expresión de esfuerzos moleculares de tal forma que:

$$-\overline{u_i u_j} = \nu_T \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) - \frac{2}{3} \,\delta_{ij}\kappa$$
[3]

 v_T , es el coeficiente de viscosidad turbulenta, el cual se evalúa como:

$$\nu_T = C_\mu \frac{\kappa^2}{\varepsilon}$$
[4]

 κ , es la energía cinética de la turbulencia y ε su disipación, evaluadas con las siguientes ecuaciones de transporte respectivamente:

$$\frac{\partial \kappa}{\partial t} + \overline{U}_j \frac{\partial \kappa}{\partial x_j} = \nu_T \left(\frac{1}{2} \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) \right)^2 + \frac{\partial}{x_i} \left(\alpha_k \mu_{eff} \frac{\partial \kappa}{\partial x_i} \right) + B - \varepsilon$$
[5]

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \overline{U}_j \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} = C_{1\varepsilon} \left(\frac{\varepsilon}{\kappa} \right) \left(\frac{1}{2} \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) \right)^2 + \frac{\partial}{x_i} \left(\alpha_\varepsilon \mu_{eff} \frac{\partial \kappa}{\partial x_i} \right) - C_{2\varepsilon} \left(\frac{\varepsilon^2}{\kappa} \right) - R_\varepsilon$$
[6]

Donde $C_{1\varepsilon}$, $C_{2\varepsilon}$, α_k , α_{ε} , se derivan del planteamiento del modelo RNG. Se consideran los siguientes valores para los coeficientes $C_{\mu} = 0.0845$, $C_{1\varepsilon} = 1.42$, $\eta_o = 4.38$ y $\beta = 0.012$ (obtenido experimentalmente), las constante de difusión σ_k y σ_{ε} se consideran igual a 0.7194 (Yakhot et al, 1992).

La principal diferencia entre el modelo RNG y el modelo e κ - ϵ estándar, está en el término adicional R ϵ el cual incluye valores de constantes obtenidas experimentalmente que hacen que el modelo sea más sensible a los efectos de grandes deformaciones y curvaturas de las líneas de corriente que el modelo κ - ϵ estándar, lo cual explica su mejor desempeño en ciertos problemas en donde haya presencia de vorticidad.

RELACIONES EXPERIMENTALES

El flujo sobre vertedores escalonados se puede dividir en tres regímenes principalmente:

Flujo saltante (nappe flow): en general se presenta cuando escurren caudales pequeños. La energía se disipa por varios mecanismos: disipación del chorro en el aire, el mezclado sobre la huella del escalón y mediante la formación de un salto hidráulico ya sea parcial o total.

Flujo rasante (skimming flow): Se presenta cuando escurren gastos grandes. El borde externo de cada escalón forma un fondo falso, sobre el cual el flujo escurre. Se distinguen tres zonas: una inicial lisa y transparente en donde el flujo no está aireado. En la segunda, la capa límite turbulenta crece y se extiende hasta la superficie libre, cuando toca la superficie promueve la aireación natural del flujo. Al punto en que toca la superficie libre se le conoce como *punto de incepción*, aquí la turbulencia gana la intensidad suficiente para vencer la tensión superficial y la

fuerza de flotación de las burbujas, arrastrando el aire atrapado al interior. La última zona que se extiende aguas abajo de dicho punto y en la que el flujo tiende a ser uniforme.

Flujo en Transición: Este flujo se observa cuando el vertedor opera con gastos intermedios (González y Chanson, 2007), presenta aireación significante y gran cantidad de "spray", lo cual provoca que las propiedades del flujo cambien de un escalón a otro. Estudios experimentales muestran que en este régimen la operación del vertedor no es segura debido a las grandes fluctuaciones de velocidad.

Localización del Punto de incepción

El punto de incepción de aire es un parámetro de diseño para estimar la zona no aireada la cual es propensa a desarrollar daños por cavitación. Éste ha sido definido y ubicado de diversas formas por varios investigadores, su importancia radica en ser un parámetro de diseño clave usado en la disipación de energía, profundidad del flujo y en relaciones de predicción de arrastre de aire. Las características del punto de incepción son L_I y d_I . L_I es la distancia desde el inicio de la capa límite y d_I es la profundidad del flujo en ese punto.

El punto de incepción en vertedores convencionales lisos está principalmente definido en función del gasto y de la rugosidad del vertedor, a diferencia de los vertedores escalonados que depende del caudal, diseño de la cresta, rugosidad, geometría de los escalones y del canal, además debe notarse que, aunque existan las mismas condiciones para un vertedor escalonado y uno liso, el punto de incepción en una rápida escalonada está situado más arriba que en una rápida lisa. (Chanson H., 1994), señala que los cálculos con ecuaciones de vertedores lisos sobreestiman la localización de la capa límite en vertedores escalonados es aproximadamente 2.8 veces mayor que para vertedores lisos, es decir, la aireación en vertedores escalonados ocurre mucho antes.



Figura 3. Regiones de flujo en un vertedor escalonado en régimen rasante, según Bindo (1993).

(Chanson H., 1994b), definió el punto de incepción como la localización donde la capa límite turbulenta alcanza la superficie libre. Experimentalmente, se han ideado diversos métodos para estimar la localización y las propiedades de flujo relacionadas a éste, por citar a algunos autores:

 La observación visual de la sección transversal donde hay una presencia continua de aire dentro de la superficie de flujo, en las paredes laterales o dentro de las cavidades de los escalones (Sorensen R., 1985), (Tozzi M., 1992), (Bindo, Gautier, & Lacroix, 1993), (Chanson H., 1994), (Chanson H., 2002a), (Mateos & Elviro, 1997).

- La observación de la sección transversal donde la concentración de aire (C) es igual a 0.01 en el pseudo fondo (Boes & Hager, 2003), (Pfister & Hager, 2011).
- La determinación de la intercepción del borde exterior del desarrollo de la capa límite con la superficie libre (Matos, Sanchez-Juny, Quintela, & Dolz, 2000), (Amador, Sánchez-Juny, & Dolz, 2009), (Meireles & Matos, 2009), (Meireles, Renna, Matos, & Bombardelli, 2012).
- La observación de la sección principal donde la concentración media del aire es igual a 0.20 (Bung D., 2011).

De las múltiples relaciones experimentales en la literatura, se seleccionaron las que sus condiciones de experimentación aplican a las de este estudio y se presentan a continuación.

(Chanson, 1994) propone las siguientes relaciones aplicables a vertedores con inclinaciones entre: $7^{\circ} < \theta < 53^{\circ}$.

$$\frac{L_I}{ks} = 9.719(\sin\theta)^{0.0796}(F_*)^{0.713}$$
^[7]

$$\frac{d_I}{ks} = \frac{0.4034}{(\sin\theta)^{0.04}} (F_*)^{0.592}$$
[8]

En todas las siguientes expresiones del [7] al [18].

$$K_s = h \cos \theta \tag{9}$$

$$F_* = q_w / \sqrt{g \sin \theta \ (h \ \cos \theta)^3}$$
[10]

 K_s , coeficiente de rugosidad

*F**, es el número de Froude, adim.

 q_w , es el caudal por unidad de ancho, m³/s · m

h, es la altura del escalón, m.

 θ , es el ángulo entre el pseudo fondo de la cara de los escalones y la horizontal, grados \circ . g, es la aceleración gravitacional, m/s².

(Iguacel y García, 1999) propone la siguiente relación:

$$\frac{L}{H} = 5.6 \left(\frac{q}{g^{\frac{1}{2}}H^{\frac{3}{2}}}\right)^{0.8}$$
[11]

L, diferencia de cota del cimacio y altura media del escalón, m.

H, altura de los escalones, m.

q, caudal unitario, $m^3/s \cdot m$.

(Matos, 1999) propone encontrar las características del punto de incepción que estén dentro del siguiente rango: $1v:0.7 h \le S \le 1v:0.8 h$.

$$\frac{L_I}{k_s} = 6.289 F_*^{0.734}$$
[12]

$$\frac{d_I}{K_s} = 0.361 F_*^{0.606}$$
[13]

(Chamani, M., 2000) propone la siguiente relación para calcular la longitud al punto de incepción:

$$\frac{L_I}{k_s} = 8.29F_*^{0.85}$$
[14]

(Sánchez-Juny, M., 2001) contribuye con la relación:

$$\frac{L_l}{k_s} = 10.2F_*^{0.7}$$
[15]

(Boes & Hager, 2003) encontraron la siguiente expresión que aplica a vertedores con pendiente entre el siguiente rango: $26^{\circ} < \theta < 75^{\circ}$.

$$L_I = \frac{5.90q^{6/5}}{(\sin\theta)^{7/5}h^{1/5}}$$
[16]

Finalmente, (Meireles, Renna, Matos, & Bombardelli, 2012) proponen las siguientes expresiones:

$$\frac{L_I}{k_s} = 6.75 F_*^{0.76} \tag{17}$$

$$\frac{d_I}{k_s} = 0.35 F_*^{0.59} \tag{18}$$

MEDICIONES EN EL MODELO FÍSICO

La medición de tirantes hidráulicos sobre la rápida se hizo de manera indirecta a través de sensores ultrasónicos de nivel colocados al centro del vertedor y de manera paralela al flujo con una separación aproximada de 30 cm entre ellos. El mecanismo de funcionamiento de estos transmisores se basa en pulsos ultrasónicos que son transmitidos desde la cara del transmisor y luego reflejados por la superficie del líquido para nuevamente ser recibidos por el mismo transmisor. El tiempo que transcurre entre la transmisión y recepción de las señales, permite que el microprocesador electrónico calcule el nivel de agua existente. El rango de medición es de 6-12 m (20-40 ft). Para llevar a cabo la medición del nivel de los tirantes hidráulicos se calibró cada sensor. La instrumentación con dichos sensores se hizo de tal manera que cubrieran toda la zona de estudio.



Figura 4. Definición de la distancia entre las narices de la escalonada y el sensor.



Figura 5. Posicionamiento de los sensores de nivel sobre la escalonada.

Durante los ensayos experimentales se observó que a partir del gasto número 7 en adelante, de la tabla 2, las condiciones de flujo en todo el vertedor cambian muy poco correspondiendo estas a la condición de flujo rasante. Se observan las tres zonas típicas de este régimen, véase la figura 6.

No. Gasto	Q _{prot} , m ³ /s	q _{num} , m²/s	Q _{fís,} I/s	Elevación, m
1	1780.25046	5.56328268	100.706	82.40
2	2320.76381	7.25238691	131.282	82.90
3	2850.3877	8.90746157	161.242	83.45
4	3353.99002	10.4812188	189.73	84.00
5	3853.24362	12.0413863	217.972	84.15
6	4235.62995	13.2363436	239.603	84.50
7	4449.90135	13.9059417	251.724	84.90
8	4668.15024	14.5879695	264.07	85.03
9	4853.0413	15.1657541	274.529	85.10
10	4965.27702	15.5164907	280.878	85.20
11	5018.31012	15.6822191	283.878	85.25

Tabla 2.- Gastos en prototipo, modelo numérico y modelo físico probados.

Los tirantes hidráulicos a lo largo del vertedor se obtienen por medio de la medición indirecta de la superficie libre del agua y también mediante la simulación numérica. Las características del punto de incepción se obtuvieron por medio de la observación y medición directa en el modelo físico, mediante la evaluación de las relaciones experimentales expresadas en las ecuaciones [7-18] y a través de la variable fracción de volumen de aire arrastrado (*entrained air volume fraction*) cuya fracción va de 0 a 1. Donde cero denota ninguna presencia de aíre mientras que 1 representa que el flujo está completamente aireado. La longitud y tirante en el punto de incepción se miden en el punto en el que la concentración es diferente de cero en el fondo.



Figura 6.- Régimen de flujo rasante, gasto 7.

RESULTADOS

La comparación de tirantes hidráulicos medidos y simulados y su error, se presentan en las tablas 3, 4 y 5.

 Tabla 3.- Tirantes hidráulicos medidos en el modelo y obtenidos numéricamente, gasto 7.

Gasto	Datos	Sensor 1 (m)	Sensor 2 (m)	Sensor 3 (m)	Sensor 4 (m)	Sensor 5 (m)
7	Mod. Físico	2.325	2.07	2.07	2.25	2.7
	Mod. Num.	2.48	2.33	2.17	2.17	2.31
	Error %	-6.7	-12.6	-4.8	3.6	14.4

Tabla 4.- Tirantes hidráulicos medidos en el modelo y obtenidos numéricamente, gasto 9.

Gasto	Datos	Sensor 1	Sensor 2	Sensor 3	Sensor 4	Sensor 5
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
9	Mod. Físico	2.35	2.125	2.125	2.275	2.775
	Mod. Num.	2.96	2.37	2.2	2.36	2.66
	Error %	-26.0	-11.5	-3.5	-3.7	4.1

Tabla 5.- Tirantes hidráulicos medidos en el modelo y obtenidos numéricamente, gasto 11.

Gasto	Datos	Sensor 1	Sensor 2	Sensor 3	Sensor 4	Sensor 5
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
11	Mod. Físico	2.425	2.175	2.175	2.35	2.85
	Mod. Num.	2.96	2.47	2.3	2.33	2.66
	Error %	-22.1	-13.6	-5.7	0.9	6.7

En las figuras 7, 8 y 9 se presentan los tirantes hidráulicos obtenidos con datos numéricos, mientras que en las figuras 10, 11 y 12 se presenta la misma variable medida con sensores ultrasónicos en el modelo físico.

85.00



80.00 75.00 70.00 65.00 60.00 55.00 50.00 45.00 40.00 20.00 30.00 40.00 50.00 60.00 70.00 Sup. Libre - Perfil T. Hidráulico

Figura 7.- Perfil de la superficie libre en el vertedor para el gasto 7. Datos numéricos.

Figura 8.- Perfil de la superficie libre en el vertedor para el gasto 9. Datos numéricos.



Figura 9.- Perfil de la superficie libre en el vertedor para el gasto 11. Datos numéricos.


Figura 10.- Tirante medido con sensores ultrasónicos en el modelo cuando circula un gasto Q7=251.724 l/s.



Figura 11.- Tirante medido con sensores ultrasónicos en el modelo cuando circula un gasto Q₉=274.529 *l/s*.



Figura 12.- Tirante medido con sensores ultrasónicos en el modelo cuando circula un gasto Q₁₁=283.878 *l/s*.

En la figura 13, se muestra la fracción de aíre arrastrado al flujo. Para determinar el punto de incepción se buscan los valores de la concentración C=0.01 cercanos al fondo, una vez ubicado se calcula L_I y d_I , dicha información se presenta en forma gráfica para el gasto 7. Se procede de la misma manera para los gastos 9 y 11.



Figura 13.- Punto de incepción usando la fracción de aíre arrastrado al interior del flujo, gasto 7.

La comparación de las características del punto de incepción obtenidos mediante las tres aproximaciones mencionadas en este trabajo, se muestran en las tablas 6, 7 y 8, siguientes, en donde se condensan los resultados obtenidos en la evaluación del punto de incepción usando las aproximaciones referidas en este trabajo, en primer lugar se muestran los arrojados por las relaciones experimentales (en el modelo físico), después las medidas (en el modelo físico) y por último las simuladas numéricamente (en prototipo).

Gasto	Chanson (1994)		Iguacel & García (1999)	Chamani (2000)	Sánchez-Juny (2001)	Boes & Hager (2003)	Meirel (20	es et al. 12)
	$L_{I}(m)$	$d_{I}(m)$	L _I (m)	$L_{I}(m)$	$L_{I}(m)$	$L_{I}(m)$	$L_{I}(m)$	d _I (m)
	0.726	0.0251	0.4105	0.8504	0.7745	0.607	0.5781	0.0213
7	Modelo fisico			Modelo físico escalado		Modelo numérico		
	$L_{I}(m)$ $d_{I}(m)$		$L_{I}(m)$	d _I (m)	$L_{I}(m)$	d _I (m)		
	0.205-0.415		0.045	10.25-20.75	2.25	16.21	2.58	

 Tabla 6.- Características del punto de incepción evaluados con los criterios descritos, gasto 7.

Casta	Chanson (1994)		Iguacel & García (1999)	Chamani Sánchez-Juny (2000) (2001)		Boes & Hager (2003)	Meireles et al. (2012)	
Gasto	L _I (m)	d _I (m)	L _I (m)	L _I (m)	L _I (m)	L _I (m)	L _I (m)	d _I (m)
	0.7679	0.0262	0.4345	0.9032	0.8139	0.6607	0.6101	0.0222
0		Modelo físico		Modelo físico escalado		Modelo numérico		
9		$L_{I}(m)$	$d_{I}(m)$	$L_{I}(m)$	$d_{I}(m)$	$L_{I}(m)$	d _I (m)	
		0.205-0.415	0.0455	10.25-20.75	2.275	20	3.48	

Gasto	Chanson	(1994)	Iguacel & García (1999)	Chamani (2000)	Sánchez-Juny (2001)	Boes & Hager (2003)	Meireles et	al. (2012)
	L _I (m)	d _I (m)	$L_{I}(m)$	$L_{I}(m)$	$L_{I}(m)$	$L_{I}(m)$	L _I (m)	d _I (m)
11	0.7848	0.0267	0.4453	0.927	0.8315	0.6857	0.6244	0.0226
		Modelo físico		Modelo físico escalado		Modelo numérico		
		$L_{I}(m)$	$d_{I}(m)$	$L_{I}(m)$	d _I (m)	$L_{I}(m)$	d _I (m)	
		0.205-0.415	0.047	10.25-20.75	2.35	23.85	3.61	



Figura 14.- Representación del punto de incepción de acuerdo a las mediciones con sensores de nivel ultrasónicos (en el modelo físico).

CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos en este trabajo muestran que hay mayor concordancia entre las mediciones experimentales y la modelación numérica en general. En la determinación del tirante hidráulico, los datos de las tablas 3, 4 y 5 muestran que las diferencias entre las mediciones y resultados numéricos son más pronunciados en la parte alta del vertedor según los resultados de los sensores 1 y 2, en donde el error ronda el 20%, en la parte de la rápida el error en los resultados queda dentro del rango de \pm 5%.

En cuanto a la determinación del punto de incepción los resultados que más se acercan entre sí también son los arrojados por el modelo numérico y los medidos, mientras que las relaciones experimentales que se aproximan mejor son las de Iguacel y García (1999) y las de Meireles *et al.* (2012).

En la figura 14, se muestra que el rango de L_I medido varía entre 6.25 – 20.75 m, mientras d_I está en 2.25 - 3.75 m, rangos en que los datos numéricos son muy cercanos: L_I varía entre 16-23.85 m y d_I está en 2.58 - 3.61 m, mientras que las relaciones experimentales varían entre 20.53-41.58 m para L_I y 1.07 – 1.335 m para d_L. Cabe notar que las relaciones experimentales evaluadas aplican para vertedores escalonados, y aun así sobre estiman la longitud de ésta al doble.

Los datos analizados muestran la necesidad de ahondar en las relaciones experimentales de este tipo de estructuras hidráulicas y se reconocen como relaciones útiles cuando no se cuenta con mayor información, sin embargo, también muestra que la medición directa y la modelación numérica son dos técnicas que se confirman una a la otra y pueden ser usadas con confianza en la predicción de fenómenos físicos, en este caso, el desarrollo de la capa límite turbulenta pero también de otros fenómenos importantes en el diseño de estructuras vertedora como es la cavitación.

REFERENCIAS

Bindo, M., Gautier, J., & Lacroix, F. (1993). The stepped spillway of M'Bali dam. *Water Power and Dam Construction*, 45 (1), 35-46.

Chamani, M. (2000). Air inception in skimming flow regime over stepped spillways. In Proc., Int. Workshop on Hydraulics of Stepped Spillways, 61-67.

Chanson, H. (1993). *Stepped Spillway Flows and Air Entrainment*. Canadian Journal of Civil Engineering, 20 (3), 422-435.

Chanson, H. (2002a). The hydraulic of stepped chutes and spillways. Balkema Publishers.

Cisneros Contreras, Paloma I. (2018). Estudio en modelo físico de las características del punto de incepción del vertedor escalonado de la presa de almacenamiento Zapotillo. Universidad Nacional Autónoma de México. México.

Iguacel, C., & García, V. (1999). Aliviaderos escalonados: comienzo de la aireación natural. Disipación de energía en la rápida. *Ingeniería Civil*, *113*, 27-34.

Meireles, I., Renna, F., Matos, J., & Bombardelli, F. (2012). Skimming, nonaerated flow on stepped spillways over roller compacted concrete dams. *Journal Hydraulic Engineering*, 138 (10), 870-877.

Millan, C. et al. (2016). *Estudio del flujo en un vertedor escalonado mediante dos modelos de turbulencia*. Memorias del Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Lima, Perú.

Sánchez Juny, M. (2001). Comportamiento hidráulico de los aliviaderos escalonados en presas de hormigon compactado. Análisis del campo de presiones. PhD Thesis, Technical University of Catalonia (UPC). Directed by J. Dolz. Barcelona. España.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

REDUCCIÓN DE LA AMENAZA POR ALUDES TORRENCIALES MEDIANTE OBRAS DE CONTROL DE SEDIMENTOS EN LA CUENCA CAMURÍ GRANDE, ESTADO VARGAS, VENEZUELA.

Karol Sánchez y Francois Courtel

Instituto de Mecánica de Fluidos, Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela, Caracas, Venezuela sanchezkaroll@gmail.com; fcourtel7@gmail.com

RESUMEN:

La cuenca Camurí Grande ubicada en el estado Vargas, Venezuela, está conformada por el río Camurí y el río Migueleno. Esta cuenca fue muy afectada en el evento de aludes torrenciales registrado en 1999. En ella se construyeron obras de canalización y 6 presas de retención de sedimentos. La influencia de esas obras sobre la seguridad de la zona baja se evaluó mediante la aplicación del modelo matemático bidimensional RiverFlow2DPlus, el cual permitió la estimación de la retención de material por las presas existentes en diferentes condiciones de colmatación, y esto a su vez permitió evaluar su influencia sobre la cuenca baja, mediante la elaboración y comparación de mapas de amenaza.

Los resultados aportan información de relevancia para la gestión de riesgos en la cuenca y los criterios de diseño de las obras de retención, evidenciando que gracias a las obras existentes la población de Camurí Grande se encuentra actualmente menos expuesta ante eventos de aludes torrenciales. El mapa de amenaza elaborado indica una reducción de la amenaza alta del 66%, por estar muy influenciado por el evento de 500 años de período de retorno, un evento que no puede ser enfrentado solamente por medidas estructurales. En eventos de período de retorno menor o igual a 100 años, la reducción de la intensidad alta es del 84%.

ABSTRACT:

The Camurí Grande basin is placed in Vargas state, Venezuela. It is the confluence of the Camurí and the Migueleno rivers. This basin was strongly affected by the event of debris flow registered in 1999. Because of this, canalization works and 6 sediment retention dams were built. The influence of these structures in the lower area safety was studied applying the two-dimensional mathematical model RiverFlow2DPlus. It allowed the estimation of the material retention by existing dams to different silting conditions, and also evaluates its influence on the lower basin through the development and comparison of hazard maps.

The results provided relevant information for the risk management on the basin and the design criteria of the retention works, showing that the existing structures reduce the exposition to debris flow events in Camurí Grande. The hazard map indicates a high hazard reduction of 66%, because it is heavily influenced by the event of 500 years of recurrence, an event that cannot be faced only by structural measures. In events with recurrence under or up to 100 years, the reduction of the high intensity is 84%.

PALABRAS CLAVES: Aludes Torrenciales, Obras de Control, Amenaza, Camurí Grande, RiverFlow2DPlus.

^{3146 |} XXVIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica 2018 - Argentina

INTRODUCCIÓN

La cuenca Camurí Grande es una cuenca de 42,6 km² ubicada en el estado Vargas, Venezuela, y conformada por los ríos Camurí y Migueleno, que confluyen poco antes de su desembocadura en el Mar Caribe, ver Figura 1. Con aproximadamente 10 Km de recorrido, los ríos inician en una zona montañosa de fuertes pendientes que pertenece al Parque Nacional El Ávila, alcanzando una altura máxima de 2.200 m sobre el nivel del mar, con una pendiente promedio de 15 % y una pendiente en el abanico aluvial de 2,5 %. La parte baja de la cuenca está ocupada desde los años 60 por viviendas, instituciones educativas y desarrollos recreacionales.

La cuenca fue afectada, así como el resto de la región norte-costera de Venezuela, por el evento extraordinario de aludes torrenciales de 1999. El evento más severo registrado hasta la fecha, tuvo un período de retorno estimado de 500 años (Caudal líquido máximo estimado, 880 m³/s) y las estimaciones de sedimentos aportados van desde 1.263.500 m³ (Ishikawa, 2001) hasta 2.225.500 m³ (C.G.R. Ingeniería, 2000). De nuevo, en menor medida, fue afectada por otro evento en el año 2005, cuyas lluvias fueron registradas en la estación pluviométrica "Naiguatá", se estimó un caudal líquido máximo de 330 m³/s. Previamente, en el año 1951, también había sido afectada por un evento similar, pero en ese entonces la cuenca se encontraba prácticamente despoblada, por lo que no se registraron daños importantes.

Como parte de las medidas de prevención implementadas en el estado Vargas, presentadas en el XXIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica (López y Courtel, 2010), se construyeron entre los años 2006 y 2008 varias obras de control de sedimentos. El mapa de amenaza elaborado anteriormente en la zona no había tomado en cuenta estas obras, por lo que debía ser actualizado. El estudio presentado se propone evaluar su influencia sobre la amenaza en la zona baja de la cuenca.



Figura 1.- Cuenca Camurí Grande.

OBRAS DE CONTROL EXISTENTES

En la cuenca Camurí Grande se desarrollaron diferentes estudios y proyectos referentes a obras de control (M.G.R. 2002). Las obras construidas son adaptaciones de dichos proyectos, diseñados en

principio para gastos líquidos de 100 años de periodo de retorno, sin estimaciones de gastos totales ni de volúmenes de sedimentos por retener (PROHIDRA, 2000). Aguas arriba del abanico aluvial se construyeron en cada uno de los ríos Migueleno y Camurí dos presas cerradas (Presas N°1 y N°2) y una presa abierta con ventanas de 1 m. x 1 m. (Presas N°3), es decir 6 presas en total, todas de gaviones con alturas entre 4 y 5 m. y anchos de 42 a 97 m (Ver Figuras 2 y 3).



Figura 2.- Vista de las presas y parte de la canalización en la confluencia, ríos Camurí y Migueleno.



Figura 3.- Presa abierta en el río Camurí en el año 2008. (López y Courtel, 2011).

Se construyeron también canalizaciones de sección trapezoidal con fondo móvil y traviesas, que se inician aguas abajo de las presas. El último tramo, después del puente de la Avenida Principal de Camurí Grande, es de sección trapezoidal de encachado hormigonado y termina con dos espigones en la línea de costa (Ver Figura 1). En la actualidad la canalización presenta algunas fallas estructurales. Las presas cerradas se encuentran sedimentadas en mayor parte, a consecuencia de eventos menores que no ponían realmente en peligro el área urbana. La presa de ventana existente en el río Camurí presenta actualmente una falla en su estribo derecho, como se aprecia en la Figura 4.



Figura 4.- Condiciones actuales de la presa abierta aguas arriba del río Camurí.

METODOLOGÍA DEL ESTUDIO

La metodología del estudio consistió en la simulación matemática de varios escenarios de eventos de aludes torrenciales, con distintas configuraciones de las obras de control, y la comparación de los mapas de amenaza correspondientes.

Para ello fue necesario recopilar y procesar información básica de la cuenca, así como validar la implementación del modelo matemático RiverFlow2DPlus en la misma mediante la modelación de eventos antecedentes.

Se analizaron los impactos de eventos de 10, 100 y 500 años de periodo de retorno con tormentas de 24 horas de duración, para los cuales las simulaciones con el modelo RiverFlow2DPlus permitieron estimar las profundidades y velocidades máximas del flujo, luego a partir de ellas la intensidad de cada evento, y finalmente la amenaza, como combinación ponderada de las intensidades de los tres eventos.

IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO

El modelo matemático utilizado fue el modelo RiverFlow2DPlus, un modelo hidrodinámico bidimensional de volumen finito, con malla triangular flexible (Hydronia, 2015). Las aplicaciones y capacidades del software se encuentran en período de expansión, hasta el momento de elaboración este estudio no había sido aplicado en modelaje del fenómeno de aludes torrenciales en Venezuela. Se usó la plataforma libre QGIS como interfaz gráfica.

RiverFlow2DPlus incluye un módulo para simular transporte convencional de sedimentos (Sediment Transport- ST) y otro para simular flujos hiperconcentrados no-newtonianos (Mud and Debris Flows - MD). El módulo ST permite simular la deposición de sedimentos y la erosión del fondo, pero requiere una capacidad computacional mucho mayor que el módulo MD. Por su parte el módulo MD, que considera la mezcla agua-sedimentos como monofásica, puede tomar en cuenta sus características reológicas, mas no reproduce las variaciones del fondo. Debido al rango de concentraciones volumétricas de los flujos a tomar en cuenta (10 a 30%), es decir un rango intermedio entre flujos convencionales y aludes torrenciales plenamente desarrollados, se optó por un uso combinado de los módulos ST y MD a fin de evitar las limitaciones señaladas.

La calibración se efectuó con el evento de 2005, un evento de 4 días de duración, para el cual se disponía de registros pluviométricos continuos, los cuales se muestran en la Figura 5. Con base en estos registros de la estación "Naiguatá" ubicada en la cuenca vecina a Camurí Grande, se desarrolló el transito hidrológico que permitió obtener los hidrogramas líquidos de la crecida mediante el modelo matemático HEC-HMS (USACE, 2016) y la estimación del hidrograma total (agua + sedimentos) con base en registros del evento e información de campo. Ver Figura 5.



Figura 5.- Precipitación registrada en la estación Naiguatá entre el 07 y el 10 de febrero 2005 e hidrogramas líquidos e hidrogramas sólido (evento de 2005)

Se realizó una recopilación de datos de campo para complementar la información disponible y desarrollar el escenario de calibración, incluyendo una encuesta a testigos del evento donde se registraron datos relevantes, como profundidades máximas alcanzadas por el flujo, la síntesis de esta información se presenta en la Figura 6. La malla generada para la modelación matemática contó con 84.971 elementos triangulares, con un tamaño promedio de 5 m. Los resultados de la calibración, tanto en el módulo ST como MD (Tomando en cuenta reducciones en la capacidad del canal por deposición de sedimentos) arrojaron resultados similares al evento ocurrido. Esto se evidencia al comparar las profundidades máximas alcanzadas por el flujo en los puntos con información de encuestas y en el caso de los sedimentos depositados al final del evento (solo con el módulo ST) al comparar la variación de fondo con las imágenes disponibles.



MODELACIÓN MATEMÁTICA DE LOS ESCENARIOS

Se simularon los siguientes escenarios:

- Estado original sin obras (Escenario 1)
- Con obras de conducción (Escenario 2)
- Con obras de conducción + presas vacías (Escenario 3)
- Con obras de conducción + presas sedimentadas (Escenario 4).

La malla contó con 93.337 elementos triangulares, con una densidad promedio de 5 m.

Como condiciones de borde se emplearon:

- Aguas arriba, hidrogramas de agua (C.G.R. Ingeniería, 2000) y sedimentos para períodos de retorno (Tr) de 10,100 y 500 años.
- Aguas abajo, niveles de marea con base en las predicciones de alturas horarias de la marea para el puerto de La Guaira, estado Vargas (IGSB, s.f.). Ver Figura 7.



Figura 7.- Malla y condiciones de borde del modelo RverFlow2DPlus.

Se aplicó el módulo ST para evaluar la deposición en las obras de retención, con simplificaciones en el rango de fracciones de sedimentos, considerando como material característico arena media y empleando la ampliamente conocida formulación de Meyer-Peter y Müller, lo que permitió estimar la reducción de la concentración volumétrica del flujo pasante. En la Figura 8 se presentan los resultados de la simulación de retención en las presas para un evento de período de retorno de 100 años, Escenario 3 en diferentes momentos del hidrograma. Por su parte, en la Figura 9 se presentan los resultados de la simulación de retención en las presas para el mismo período (100 años) de retorno, Escenario 4, allí se evidencia una retención de sedimentos cercana al 50% del sedimento retenido en el Escenario 3, esto quiere decir que las presas a pesar de estar llenas al comienzo del evento y estar aproximadamente en sus condiciones de equilibrio, llegan a retener temporalmente un volumen adicional.



Figura 8.- Resultados de la simulación de la retención de sedimentos en las presas para el Escenario 3, Tr=100 años.

En el Escenario 3 (presas vacías) las presas retienen 40%, 23% y 18% de los sedimentos para periodos de 10, 100 y 500 años, respectivamente.



Figura 9.- Resultados de la simulación de la retención de sedimentos en las presas para el Escenario 4, Tr=100 años.

En el área urbana se aplicó el modulo MD, haciendo uso de la formulación reológica cuadrática (Ecuaciones 1, 2 y 3) y considerando una modificación del fondo del canal basada en una simulación previa con el módulo ST. El modelo cuadrático incluye términos que definen el flujo en regímenes inercial y viscoso. La formulación del modelo cuadrático es la siguiente (IMF, 2002):

$$\tau = \tau_y + \eta \left(\frac{dv}{dy}\right) + C \left(\frac{dv}{dy}\right)^2 [1]$$

Donde:

 $\frac{dv}{dy}$: Gradiente de velocidad

- η : Viscosidad dinámica
- τ : Esfuerzo cortante total

 τ_y : Esfuerzo de cedencia

C : Coeficiente del esfuerzo cortante inercial.

El esfuerzo de cedencia y la viscosidad varían con la concentración volumétrica de sedimentos Cv, según las relaciones planteadas (O'Brien y Julien, 1988):

- Viscosidad: $\eta = \alpha_1 x e^{\beta_1 x C v} [2]$

Siendo α_1 0,000602 poises y β_1 33,1.

- Esfuerzo de cedencia o "yield stress": $\tau_{y} = \alpha_{2} x e^{\beta 2 x C v} [3]$

Siendo α_2 0,00172 dina/ cm2 y β_2 29,5.

En la Figura 10 se presentan los resultados de la simulación en la cuenca baja que corresponde al área urbana, mediante el módulo MD. Las variables más relevantes para la posterior elaboración de los mapas de intensidad y de amenaza, son la profundidad y velocidad del flujo.



Figura 10.- Resultados de profundidad y velocidades en la parte baja de la cuenca para el Escenario 3, Tr=100 años.

EVALUACIÓN DE LA AMENAZA

Para evaluar la amenaza y la intensidad se siguieron los criterios en uso en Venezuela, aplicados entre otros, en la elaboración de los mapas de amenaza en el valle de Caracas, reseñada en el XXII Congreso Latinoamericano de Hidráulica (Courtel et al, 2006). En los criterios de intensidad se propone una ligera modificación al incluir la clasificación de flujo intermedio, a fin de tomar en cuenta el rango intermedio de los flujos, Ver Figura 11.

Una vez generados los mapas de amenaza de los diferentes escenarios se cuantifican las áreas bajo diferentes tipos de amenaza:

-Rojo (Amenaza alta), las personas están en peligro tanto dentro como fuera de las viviendas o edificios. Existe un alto peligro de destrucción repentina de viviendas y edificios. La zona marcada corresponde esencialmente a una zona de prohibición.

-Anaranjado (Amenaza media), las personas están en peligro fuera de las viviendas o edificios, pero dentro no, o casi no. Las viviendas y edificios pueden sufrir daños, pero no destrucción repentina, siempre y cuando su modo de construcción haya sido adaptado a las condiciones del lugar. La zona anaranjada es esencialmente una zona de reglamentación.

-Amarillo (Amenaza baja), el peligro para las personas es débil o inexistente. Las viviendas y edificios pueden sufrir daños leves, pero puede haber fuertes daños en el interior de los mismos. La zona amarilla es esencialmente una zona de sensibilización.

La influencia de las obras se midió en cada uno de los escenarios por la disminución del área amenazada en los distintos niveles, con respecto a la situación sin obras reflejada en el Escenario 1. Los resultados se muestran en la Figura 12 y en la Tabla 1.

FLUJO DE AGUA O FL	UJO CONVENCIO	NA	L Cv≤0,15	Tr = 10 años
Intendidad alta	h> 1,5 m	ó	vxh>1,5 m ² /s	
Intensidad media	0,5 m <h≤ 1,5="" m<="" td=""><td>ó</td><td>0,5 m²/s<vxh≤ 1,5="" m²="" s<="" td=""><td></td></vxh≤></td></h≤>	ó	0,5 m²/s <vxh≤ 1,5="" m²="" s<="" td=""><td></td></vxh≤>	
Intendidad baja	0,1 m <h≤ 0,5="" m<="" td=""><td>у</td><td>$0,1 \text{ m}^2/\text{s} < vxh \le 0,5 \text{ m}^2/\text{s}$</td><td></td></h≤>	у	$0,1 \text{ m}^2/\text{s} < vxh \le 0,5 \text{ m}^2/\text{s}$	
FLUJO INTERMEDIO			0,15>Cv<0,2	Tr= 100 años
Intendidad alta	h>1,25 m	ó	vxh>1,25 m ² /s	
Intensidad media	0,5 m <h≤ 1,25="" m<="" td=""><td>١Ó</td><td>0,5 m²/s<vxh≤ 1,25="" m²="" s<="" td=""><td></td></vxh≤></td></h≤>	١Ó	0,5 m²/s <vxh≤ 1,25="" m²="" s<="" td=""><td></td></vxh≤>	
Intendidad baja	0,1 m <h≤ 0,5="" m<="" td=""><td>у</td><td>0,1 m²/s<vxh≤ 0,5="" m²="" s<="" td=""><td></td></vxh≤></td></h≤>	у	0,1 m²/s <vxh≤ 0,5="" m²="" s<="" td=""><td></td></vxh≤>	
ALUD TORRENCIAL			Cv≥0,2	Tr=500 años
Intendidad alta	h>1 m	ó	vxh>1 m ² /s	
Intensidad media	0,2 m <h≤1 m<="" td=""><td>у</td><td>0,2 m²/s<vxh≤ 1m²="" s<="" td=""><td></td></vxh≤></td></h≤1>	у	0,2 m²/s <vxh≤ 1m²="" s<="" td=""><td></td></vxh≤>	
Intendidad baja	0,2 m <h≤1 m<="" td=""><td>у</td><td>vxh≤0,2 m²/s</td><td></td></h≤1>	у	vxh≤0,2 m²/s	

Figura 11.- Parámetros empleados para la determinación de la intensidad.

 Tabla 1.- Áreas bajo amenaza en cada uno de los escenarios y comparación porcentual respecto al Escenario 1

Escenario	Amenaza alta	Amenaza alta	Amenaza media	Amenaza media	Amenaza baja	Amenaza baja	Amenaza total	Amenaza total
	[ha]	[%]	[ha]	[%]	[ha]	[%]	[ha]	[%]
Escenario 1	44,2	100	7,1	100	20,1	100	71,4	100
Escenario 2	23,2	-48%	4,6	-36%	27,8	38%	55,6	-22%
Escenario 3	15,2	-66%	5,8	-18%	32,4	61%	53,4	-25%
Escenario 4	15,3	-66%	6,7	-6%	31,7	58%	53,7	-25%



Figura 12.- Comparación de mapas de amenaza.

En el Escenario 2 (canal solo) la amenaza total disminuye en 22% y la amenaza alta en 48%. Se evidencia la insuficiente capacidad del tramo final del canal antes de su desembocadura en el mar. En el Escenario 3 (presas vacías) la amenaza alta disminuye en 66%. En el Escenario 4 (presas sedimentadas antes del evento) las amenazas totales y altas son similares a las del Escenario 3. El mapa de amenaza del Escenario 4 puede considerarse como mapa de amenaza actualizado, que sustituye el mapa existente hasta la fecha.

Un aspecto final por tomar en cuenta es que la estimación de la amenaza incluye un evento con periodo de retorno (500 años) mayor que el periodo de diseño de las obras (100 años). Si se considera solamente el evento de 100 años de periodo de retorno, se aprecia mejor el efecto de las obras, con una reducción de la intensidad alta de 84% (Ver Figura 13).



Figura 13.- Comparación de mapas de intensidad, períodos de retoro de 100 años.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los resultados de las simulaciones muestran una disminución importante de la amenaza gracias a las obras de control, en especial de la amenaza alta (reducida en 66%), la cual se refiere a la posibilidad de destrucción total de edificaciones, y de peligro mayor para la vida de las personas. El rol del canal es preponderante en esta reducción, pero se ve limitado en las condiciones actuales por la baja capacidad de su tramo final, su mal estado (fallas estructurales y crecimiento de vegetación) y la existencia de un puente susceptible de obstruirse en caso de arrastre de material flotante de gran tamaño (troncos y restos vegetales).

Por su parte las presas en su estado actual contribuyen también a la reducción de la amenaza. La retención de sedimentos que efectúan, aunque sea parcial, además de bajar la intensidad del flujo en la planicie de inundación (abanico aluvial), permite evitar o reducir la sedimentación del canal, y por ende el desbordamiento. Esta función se podría mejorar aún con la construcción de presas abiertas que retengan los sedimentos de mayor tamaño que pueden obstruir el puente y causar daños por impacto en el área urbana. Se considera entonces necesaria la construcción de presas abiertas de tipo rastrillo agua arriba de las existentes, en conformidad con el esquema de presas en serie

abiertas y cerradas, implementado en otras cuencas del estado Vargas. Las simulaciones comprueban por otra parte que las presas llenas tienen todavía una capacidad de retención adicional temporal de sedimentos. Sin embargo las consideraciones anteriores llevan a proponer de todas maneras la extracción periódica del material acumulado en ellas.

Con el objetivo de bajar más aún el nivel de amenaza, se recomienda continuar con un estudio que incluya una estimación más precisa de los sedimentos disponibles en la cuenca (lechos de los ríos y laderas), examine la conveniencia de un aumento de la capacidad de retención de las presas o de la construcción de presas nuevas, y busque las condiciones para mejorar la capacidad del tramo final del canal. Adicionalmente la amenaza residual debido a eventos con periodos de retorno mayores de 100 años deberá enfrentarse por medios no estructurales, tales como restricciones en el uso del suelo, sistemas de alerta temprana, planes de emergencia y preparación de la población. (López y Courtel, 2010).

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren expresar su especial agradecimiento al Instituto de Mecánica Fluidos de la Universidad Central de Venezuela por su apoyo a lo largo del estudio y al profesor Reinaldo García por facilitar el uso del modelo RiverFlow2DPlus.

REFERENCIAS

C.G.R. Ingeniería (2000). "Estudio crecidas cuencas Litoral Central, DF". AUAEV – MTC. Vargas, Venezuela.

Courtel F., López J.L., Noya M., Bello M.E., y Paredes G. (2006). "Mapas de amenaza por inundaciones y aludes torrenciales en el valle de Caracas". *Proceedings of the IAHR XXII International Congress*, Puerto Ordaz, Venezuela.

Hydronia (2015). "Two-Dimensional Finite-Volume River Dynamics Model. Argus ONE edition- Release v5 User's Guide". Florida, United States.

IGSB (s.f.). "Predicciones de alturas horarias de la marea para los puertos de Amuay, La Guaira y Puerto de Hierro e informaciones mareográficas de interés general". *Ministerio del Ambiente y de los Recursos Naturales (MARN)*, Caracas, Venezuela.

IMF (2002). "Mapas de amenaza por aludes torrenciales en las zonas del estado Vargas y del valle de Caracas definidas en el Proyecto Ávila. Informe Final". *Centro de Estudios de Desastres Ambientales - Instituto de Mecánica de Fluidos - Facultad de Ingeniería - Universidad Central de Venezuela*, Caracas, Venezuela.

Ishikawa, Y. (2001). "Flood-deposition characteristics of debris flows and runoffsediment volume on coastal alluvial fans (Debris flow disasters in the Province of Vargas, Republic of Venezuela in 1999)". 砂疗学会誌, Tokyo, Japan.

López J.L. y Courtel F. (2010). "Medidas y acciones para un sistema integral de control de inundaciones y aludes torrenciales y su aplicación en Vargas, Venezuela". *Proceedings of the IAHR XXIV International Congress,* Punta del Este, Uruguay.

López J.L. y Courtel F. (2011). "Situación actual de las obras de mitigación de riesgos hidrometeorológicos en la cuenca del río Camurí". *Informe técnico: Vargas*, Venezuela.

M.G.R. Consultores. (2002a). "Proyecto de control de sedimentos río Camurí Grande, estado Vargas. Presa río Camurí No1.- y No 2.- presa río Migueleno No 1.- y No 2.-". *Corporación para la Recuperación y Desarrollo del Estado Vargas*, Venezuela.

M.G.R. Consultores. (2002b). "Rediseño de dimensiones de canalización del río Camurí Grande, tramo puente Camurí Grande – descarga al mar, río Camurí Grande, estado Vargas". *Corporación para la Recuperación y Desarrollo del Estado Vargas*, Venezuela.

O'Brien, J. y Julien, P. (1988). "Laboratory Analysis of Mudflow Properties". *Journal of Hydraulic Engineering 114:877-887*. United States.

PROHIDRA S.C. (2001a). "Anteproyecto de ingeniería presa Camurí Grande 1, sobre el río Camurí Grande, estado Vargas". *Autoridad Única de Área para el Estado Vargas*, Venezuela.

PROHIDRA S.C. (2001b). "Anteproyecto de ingeniería presa Migueleno 1, sobre el río Camurí Grande, estado Vargas". *Autoridad Única de Área para el Estado Vargas*, Venezuela.

PROHIDRA S.C. (2001c). "Proyecto de ingeniería básica de la canalización del río Camurí Grande, estado Vargas". Autoridad Única de Área para el Estado Vargas, Venezuela.
US Army Corps of Engineers (2016). "Hydrologic Modeling System HEC-HMS. Quick Start Guide Version 4.2" Hydrologic Engineering Center, California, United States.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

DETERMINAÇÃO DO FATOR DE EMPOLAMENTO CARACTERÍSTICO DE MATERIAIS DESASSOREADOS DO RIO TIETÊ EM SÃO PAULO, BRASIL

André da Silva Mendes¹, Vassiliki Terezinha Galvão Boulomytis¹, José Augusto Rocha Mendes^{2,3}, Jonathan Bruno Moreira² e Sílvio Luiz Giudice²

¹Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de São Paulo - Campus Caraguatatuba, Departamento

de Engenharia Civil Av. Bahia, 1739 - Indaiá, Caraguatatuba - SP, 11665-071,

²DAEE - Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo, Brasil, Rua Boa Vista, 170 - 9° andar - Centro, São Paulo - SP 01014-000

³FATEC - Faculdade de Tecnologia de São Paulo - Departamento de Hidráulica e Saneamento -Praça Coronel Fernando Prestes, 30 - Bom Retiro, São Paulo, 01124-060 andredasilvamendes@gmail.com; vassiliki@ifsp.edu.br; joseaugustomendes@gmail.com; jonathan.moreira.eng@gmail.com; slgiudice@gmail.com

RESUMO: Na malha urbana, os rios apresentam grande perda na sua capacidade de escoamento, devido ao carreamento de sedimentos e resíduos. Os procedimentos de manutenção dos sistemas de drenagem, entre os quais estão a limpeza das calhas fluviais e o desassoreamento de rios e canais, têm importância significativa no controle de inundações. O Rio Tietê é considerado o principal curso d'água da Região Metropolitana de São Paulo, o qual produz um volume anual elevado de sedimentos. Deste modo, há um custo representativo despendido nas operações de limpeza e desassoreamento, principalmente no que se refere ao transporte e deposição final dos materiais retirados do leito dos rios. Isso porque os materiais desassoreados têm características granulares e apresentam o fenômeno típico de empolamento ou inchamento no processo de secagem, aumentando os volumes a serem transportados para as áreas de destinação final e os custos de transporte associados. O objetivo deste trabalho foi de determinar o fator de empolamento característico em amostras de materiais depositados para secagem. Foram utilizados ensaios granulométricos e de determinação de massa aparente, obtendo-se um empolamento característico médio de 22% para teores de umidade entre 4 e 6%, condizente com os valores encontrados na literatura.

ABSTRACT: In urban networks, rivers present a considerable loss of flow capacity due to sedimentation and waste contamination processes. The maintenance procedures of drainage systems, among which are the cleaning and desanding of river beds, have vital importance in the flood control. The Tiete River is considered the main watercourse of the Metropolitan Region of Sao Paulo, which produces a high annual volume of sediments. Thus, there is a significant cost spent on the cleaning and desanding operations, especially regarding the transportation and final deposition of materials removed from the river bed. That is because the dredged sediments have granular features and present the typical phenomenon of bulking and swelling during the drying process, increasing the volume to be transported to the final destination areas and the corresponding transportation costs. The purpose of this work was to determine the characteristic swell factor in samples of materials stored for drying. Granulometric and apparent mass determination tests were implemented, achieving the average characteristic swell of 22% for moisture content between 4 and 6%, consistent with the values found in the literature.

KEYWORDS: desanding, drainage, Tietê River, characteristic swell factor

INTRODUÇÃO:

Na Região Metropolitana de São Paulo (RMSP), é frequente a ocorrência de enchentes que causam extravasamento dos cursos d'água nas suas regiões de várzea, comumente ocupadas irregularmente. Um dos métodos utilizados para atenuar este tipo de ocorrência é a realização da manutenção preventiva dos leitos fluviais, desobstruindo e desassoreando as calhas e destinando o material removido para aterros previamente licenciados, denominados bota-fora (Chaves et al., 1998).

Na Região Metropolitana de São Paulo, o processo de manutenção e limpeza do Rio Tietê é feito com a utilização de escavadeiras embarcadas em plataformas flutuantes (Figura 1), com posterior transbordo do material para áreas de secagem denominadas áreas de bota-espera. O material é posteriormente carregado em caminhões basculantes para transporte rodoviário até as áreas de destinação final, ou "bota-fora".



(a)



Figura 1.- (a) Desassoreamento por escavadeira embarcada; (b) Seção transversal esquemática típica durante o processo de desassoreamento. Fonte: Autores (2018).

Um dos principais problemas encontrados pelos gestores do Departamento de Águas e Energia Elétrica (DAEE), órgão responsável pelo gerenciamento dos recursos hídricos no Estado de São Paulo, é a determinação dos fatores de empolamento característico do sedimento, sendo que esta indefinição pode gerar um acréscimo de até aproximadamente 10% no valor da obra, uma vez que para fins de dimensionamento dos serviços, são adotados valores genéricos encontrados na literatura, da ordem de até 35% (DAEE, 2015).

Na literatura, a determinação do fator de empolamento está mais relacionada ao uso das areias como materiais agregados para concreto (Mattos, 2014). No entanto, ainda que o material de assoreamento escavado do leito dos rios possa ser classificado em sua granulometria como areia, ele apresenta diferenças em relação aos utilizados para a confecção de concretos e argamassas na construção civil. Isso porque, ele também contém impurezas, tais como matéria orgânica, lixo, galhos de árvores, garrafas pets e etc., além de outros tios de solo, que inviabilizariam a sua utilização direta, sem prévio beneficiamento (Giudice e Mendes, 2012).

Para Silva (1984),

"O inchamento da areia é causado pela água livre aderente aos grãos, que provoca o afastamento destes. Depende da umidade e da granulometria das areias. [...] O inchamento máximo ocorre para umidade de 4% a 6%, diminuindo em seguida, para anular-se na areia saturada.

Pode-se colocar em um gráfico a curva de inchamento da areia: nas ordenadas colocam-se as relações entre os volumes úmido e seco (V_h/V_s) e, em abscissas, os teores de umidade. Feita a curva de inchamento da areia é possível determinar, graficamente, o coeficiente médio de inchamento."

O conhecimento do fator de empolamento característico dos materiais de assoreamento escavados no leito dos rios é importante para a redução dos custos com o transporte e disposição final (bota-fora), que compõem a maior parte dos recursos em serviços desta natureza. Assim, a determinação deste parâmetro para o Rio Tietê, receptor final de todo o material de assoreamento da RMSP, subsidiará o cálculo mais realístico do volume a ser transportado, minimizando o custo contratual para a realização dos serviços. Dessa forma, tais recursos poderão ser relocados para outras ações governamentais de mesma ou maior importância.

OPERAÇÕES DE DESASSOREAMENTO NO RIO TIETÊ

A RMSP está inserida na Unidade de Gerenciamento de Recursos Hídricos denominada Alto Tietê (Figura 2). A região drena aproximadamente 5,8 km², abrangendo o total de 36 municípios. O Rio Tietê é o principal curso d'água da bacia, que é caracterizada pela grande densidade demográfica. Com aproximadamente 22 milhões de habitantes em 7,9 mil km², o processo de urbanização vem exercendo impacto considerável sobre o meio natural e modificando intensamente as condições naturais de escoamento superficial sobre a bacia (Costa et al., 2013).



Figura 2.- Divisões de gerenciamento do Rio Tietê na área urbana central da RMSP.

Em decorrência do processo de urbanização, e consequente impermeabilização do solo da bacia, houve um incremento progressivo nas vazões de pico afluentes, que fluem com maior velocidade ao corpo receptor. No caso do Rio Tietê, são constantes as inundações, devido à redução dos tempos de concentração, principalmente nos trechos retificados e canalizados entre as vias marginais e pontes do município de São Paulo. Entre os impactos mais negativos à bacia, estão o assoreamento das calhas e a perda de volume útil dos reservatórios de detenção (IPT, 2011).

A gestão e manutenção das operações de desassoreamento do Rio Tietê é de responsabilidade do DAEE. Para fins de gerenciamento dos serviços, o Rio Tietê está inserido em um trecho prioritariamente urbano, com aproximadamente 110 km de extensão, da foz do córrego Ipiranga no município de Mogi das Cruzes até a Barragem Edgard de Souza no município de Santana de Parnaíba. A divisão do Rio Tietê é feita em trechos numerados de jusante para montante, e denominados por: Lote 1 (16,5 km, desde a Barragem Móvel do Cebolão até Barragem Edgard de Souza); Lote 2 (24,5 km, da Barragem da Penha à Barragem Móvel do Cebolão); Lote 3 (24,5 km, da foz do córrego Três Pontes à Barragem da Penha), e Lote 4 (44,2 km, da foz do córrego Três

Pontes até a foz do córrego Ipiranga em Mogi das Cruzes). A Figura 2 apresenta a divisão destes lotes no trecho urbano metropolitano que fazem parte da área de estudo.

As operações de desassoreamento no Rio Tietê são realizadas por plataformas embarcadas, constituídas de um conjunto composto de barcaça, rebocador e plataforma flutuante de dimensões médias: 8,0 m de largura, 2,4 m de altura e 25,0 m de comprimento. O calado mínimo é de 1,8 m, onde é fixada uma escavadeira hidráulica, com capacidade de desagregação de 25,0 t. As barcaças têm capacidade média de armazenamento de 150,0 m³, adaptadas às condições de navegabilidade do rio. O calado médio é de aproximadamente 2,0 m ao longo do curso d'água, que é mantido pelas manobras das estruturas hidráulicas da Barragem do Cebolão e da Barragem da Penha.

Por ser uma atividade de manutenção, de caráter permanente, os contratos de serviços são geralmente firmados com possibilidade de renovação e prorrogação até o limite legal permitido pela legislação vigente no Brasil, que é de 60 (sessenta) meses. A Tabela 1 apresenta os custos contratuais envolvidos com o desassoreamento e manutenção do Rio Tietê:

	Extensão	Investir	nentos	Prazo	Volume
Trecho	(km)	R\$ (milhões)	US\$ (milhões) [*]	(meses)	Removido (m ³)
Lote 1	16,5	102,09	42,3	71	2.828.942,00
Lote 2	24,5	170,77	70,7	71	2.679.042,00
Lote 3	24,5	190,62	78,9	72	3.128.603,00
Lote 4	44,2	19,72	8,2	20	150.003,00

Tabela 1.- Resumo dos contratos 2011/17 de desassoreamento do rio Tietê.

*Utilizados valores médios de câmbio na data de assinatura dos contratos. Fonte: DAEE (2015).

Quanto aos custos operacionais, cerca de 75 % dos recursos destinados aos serviços de desassoreamento, ou seja US\$ 30 milhões ao ano, são dispendidos em itens referentes às atividades de transporte e disposição final dos resíduos. O valor é bastante expressivo quando comparado com os valores referentes à principal atividade, que é a remoção (escavação) dos materiais das calhas fluviais. (DAEE, 2015).

A fase inicial do presente estudo foi desenvolvida a partir de amostragens coletadas nas áreas de secagem (bota-espera) do Lote 4, com extensão aproximada de 44 km. A Figura 3 apresenta um diagrama unificar do trecho de intervenção.



Figura 3.- Diagrama unifilar detalhado do trecho de intervenção.

METODOLOGIA DA INTERVENÇÃO DE LIMPEZA E DESASSOREAMENTO

Ao longo do trecho de intervenção, as operações de retirada de sedimentos e de limpeza são desenvolvidas em dois métodos: nos trechos de navegabilidade, os serviços são realizados com o uso de escavadeiras embarcadas, e nos trechos sem calado para navegação, os serviços ocorrem por meio de escavações a partir das margens, com uso de equipamentos do tipo *drag-line* ou *long-reach*.

Após a escavação dos materiais, estes são transportados por barcaças em via fluvial e transbordados em áreas de secagem. Posteriormente, o material seco é carregado em caminhões basculantes e transportados por via rodoviária até as áreas de deposição final (bota-fora), conforme a legislação ambiental vigente.

COLETA E AMOSTRAGEM

Os materiais ensaiados foram coletados dos montes de secagem das áreas de bota-espera denominadas B4 e B13. Ambas as áreas pertencem ao Lote 4, onde ocorriam as frentes de serviços de escavação e desassoreamento, garantindo uma amostragem de materiais recém-escavados, em condições próximas ao natural. A Figura 4 apresenta a localização das áreas B4 e B13 no trecho de intervenção do Lote 4.



(a) Bota-espera 4 (B4): LAT 23° 28' 01.29" S / LONG 46° 20' 59.78" W

(b) Bota-espera 13 (B13): LAT 23° 28' 01.29" S / LONG 46° 20' 59.78" W

Figura 4.- Áreas de bota-espera B4 e B13.

A literatura existente não contempla informações específicas sobre os ensaios ou estudos com materiais de desassoreamento ou semelhantes, razão pela qual procedeu-se preliminarmente à caracterização física dos materiais amostrados, de forma a estabelecer um paradigma de análise e estabelecer as próximas etapas para o estudo.

É importante destacar que, no momento de sua extração do leito do rio, o material encontrase em estado saturado e apresenta características de um lodo convencional. Após o processo de secagem natural nas áreas de bota-espera, a sua consistência se assemelha à de um solo arenoso úmido, apresentando resíduos, material orgânico (galhos, folhas e restos de vegetação), além de material granular mais grosseiro (pedras e seixos).

Para uma boa caracterização e classificação dos materiais, foram executados ensaios de granulometria, de acordo com a norma da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 7181:2016 de análise granulométrica de solos. Foram executados três ensaios (E1, E2 e E3) para cada uma das amostras coletadas, com massa aferida de 2 kg. O material retido em peso em cada peneira da série normal são apresentados na Tabela 2, o que permitiu a determinação das curvas granulométricas apresentados na Figura 5.

1 40 614 21	Enouros e	e grundhein		nestius ente	muus us B	• 2101				
Diâmetro da	Material Retido (g)									
Peneira (mm)	B4-E1	B4-E2	B4-E3	B13-E1	B13-E2	B13-E3				
19,1	83	109	261	25	144	34				
9,5	65	95	60	158	42	47				
4,8	109	170	191	138	17	120				
2,4	144	155	142	128	122	140				
1,2	169	173	152	150	148	150				
0,6	362	355	299	329	318	323				
0,3	314	248	252	451	369	277				
0,15	673	617	566	526	641	801				
0,075	79	76	77	96	107	108				

 Tabela 2. Ensaios de granulometria das amostras oriundas do B4 e B13.



Figura 5.- Curva granulométrica das amostras provenientes nas áreas B4 e B13.

A partir dos ensaios efetuados, verificou-se que as amostras provenientes das áreas B4 e B13 possuem a maioria dos seus sedimentos com diâmetro nominal entre 0,60 mm e 0,15 mm, podendo ser classificados como material arenoso, sujeito ao fenômeno de inchamento.

Desta forma, por se tratar de um material predominantemente arenoso, conforme a análise granulométrica previamente efetuada, considerou-se que os métodos de ensaio para a determinação do fator de empolamento para solos não seriam aplicáveis para a correta caracterização do empolamento no sedimento analisado, já que a fração de argila é insignificante no material. Assim, optou-se no presente estudo pela utilização como paradigma, dos ensaios referentes aos agregados miúdos para concreto, dadas as características do material ensaiado – solo predominantemente arenoso e sujeito ao fenômeno do inchamento.

A preparação prévia para os ensaios do material foi realizada com o uso do frasco de Chapman. As amostras foram passadas por uma peneira de malha 12,5 mm da série intermediária, para que os grãos maiores, já considerados como pedriscos não viessem a danificassem os artefatos de ensaio. Esta preparação não gerou diferença nos resultados, pois os grãos retidos nesta malha não absorviam a água inserida às amostras para o estabelecimento dos teores de umidade. Sendo assim, considerou-se que estas partículas não estavam sujeitas ao fenômeno de empolamento, podendo ser descartadas durante os ensaios.

A partir dessas características do empolamento, foram realizados ensaios de massa específica pelo método do frasco de Chapman, de acordo com a norma da ABNT NBR 9775:1987 de determinação da umidade superficial de agregados miúdos pelo método do frasco de Chapman, que utiliza 500g de material seco para determinar o volume do material, com posterior cálculo da massa específica. Os ensaios foram realizados para diversos teores de umidade. O volume foi correlacionado com o teor de umidade previamente introduzido ao material, por meio da relação entre os volumes úmido (V_U) e seco (V_S).

Assim, torna-se possível a determinação do fator de empolamento (ou inchamento) médio por meio gráfico. O aumento do volume aparente dos materiais de sedimento, definindo como fator de empolamento (*e*), foi definido a partir de [1]:

$$e = \left[\left(\frac{V_u}{V_s} \right) - 1 \right]$$
 [1]

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Após a realização dos ensaios por meio do frasco de Chapman, com as amostras oriundas das áreas B13 e B4, a relação Vu/Vs foi obtida para cada teor de umidade (Tabela 3).

Teor de	B	4	B13		
Umidade na Amostra (%)	Volume médio (ml) Relação Vu/Vs		Volume médio (ml)	Relação Vu/Vs	
0	196	1,000	194	1,000	
2	239	1,219	198	1,021	
4	240	1,224	203	1,046	
6	209	1,066	207	1,067	
8	-	-	224	1,155	
10	_	_	220	1,134	

Tabela 3.-Ensaios de granulometria das amostras oriundas do B4 e B13.

A partir dos resultados ensaiados e da relação Vu/Vs, foi elaborado o gráfico com as curvas médias obtidas para as amostras das áreas B13 e B4 (Figura 6). Durante a execução dos ensaios, foram identificados problemas referentes às leituras obtidas com as amostras coletadas em B13. O comportamento das amostras ensaiadas foi divergente em relação ao esperado para um material arenoso, já que o ponto de inflexão da curva, onde graficamente é representado o fator de empolamento, foi inferior a 20%.



Figura 6.- Curvas médias de empolamento dos grãos das amostras coletadas em B4 e B13.

As amostras coletadas em B4 tiveram comportamento dentro do esperado, apresentando inchamento máximo em taxas entre 4 e 6% de umidade, com um fator de empolamento de

aproximadamente 23%. Este valor encontra-se de acordo com os observados pela literatura para agregados miúdos (Petrucci, 1998; Silva, 1984), validando a metodologia de análise adotada no resente estudo.

CONCLUSÕES

Apesar da complexidade para a caracterização dos sedimentos desassoreados do leito do Rio Tietê devido à variação dos elementos presentes na sua composição, as amostras coletadas em B4 apresentaram semelhanças aos materiais utilizados como agregados miúdos explorados na literatura. A fim de verificar a divergência dos resultados obtidos em B13, pretende-se realizar em um futuro estudo novas análises em amostras coletadas em outras frentes de serviço (Lotes 1, 2 e 3). Dessa forma, será possível aprimorar a caracterização dos sedimentos do Rio Tietê na RMSP, de forma a obter uma taxa de empolamento unificada para as especificações técnicas a serem adotadas nos contratos de limpeza e desassoreamento. No entanto, a metodologia proposta mostrou-se adequada ao escopo deste estudo para a determinação do fator de empolamento dos sedimentos coletados em calhas fluviais.

A continuidade deste estudo, subsidiará tecnicamente as tomadas de decisão visando, em um curto período de tempo, reduzir os custos dos serviços de manutenção dos cursos d'água na RMSP. A redução poderá totalizar o valor de US\$ 3,2 milhões/ano que poderá ser revertido em outras ações de interesse e alcance social.

AGRADECIMENTOS

Agradecimentos especiais ao IFSP, Campus Caraguatatuba, pelo uso das instalações laboratoriais, para o DAEE, pelo auxílio na retirada e fornecimento das amostras de sedimentos, e pela monitora Yasmini Torres da Silva, pelo auxílio na realização dos ensaios.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas técnicas – ABNT (2016). NBR 7181:2016 - Solos – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Associação Brasileira de Normas técnicas – ABNT (1987). *NBR* 9775:1987 - Agregado miúdo – Determinação do teor de umidade superficial por meio do frasco de Chapman – Método de ensaio. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Chaves, A.P., Casadei, D.S. e Neto, D.D. (1998). O desassoreamento do rio Tietê e o aproveitamento da areia contida nos sedimentos. *Anais do XVII Encontro Nacional de Tratamento de Minérios e Metalurgia Extrativa*. Águas de São Pedro, SP, Brasil.

Costa, S. B., De Almeida Filho, G. S., Giudice, S. L. e Hellmeister Jr, Z. (2013). Panorama do desassoreamento nos Rios Tietê e Pinheiros, São Paulo/SP, Brasil. *Anais do XX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*, Bento Gonçalves, RS, Brasil.

Departamento de Águas e Energia Elétrica - DAEE (2015). Manejo de Sedimentos do Rio Tietê - Serviços de Limpeza e Desassoreamento no Rio Tietê, entre a foz do Córrego Três Pontes na divisa dos municípios de São Paulo e Itaquaquecetuba e a Foz do Córrego Ipiranga no Município de Mogi das Cruzes, no Estado de São Paulo. Projeto executivo. DGO: DAEE 52.864, Vol. 1, Abril 2015.

Giudice, S. L. e Mendes, J. A. R. (2012). Técnicas experimentais de desassoreamento em rios urbanos da Região Metropolitana de São Paulo. *Anais do XXV Congresso Latino americano de Hidráulica*, San José, Costa Rica.

Instituto de Pesquisas Tecnológicas - IPT (2011). Diretrizes e ações para prevenção e controle dos impactos decorrentes dos processos erosivos na Bacia do Alto Tietê UGRHI 06. Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo - Relatório IPT nº 122.617. São Paulo, SP, Brasil.

Mattos, A. D. (2014) *Como trabalhar com empolamento e contração*. Disponível em: http://blogs.pini.com.br/posts/Engenharia-custos/como-trabalhar-com-empolamento-e-contracao-311252-1.aspx. (2014). Acesso: 03 Mar. 2018.

Petrucci, E. G. R. (1998). Concreto de cimento Portland. Globo, 13^a Ed., Rio de Janeiro, RJ, Brasil. Silva, M. R. (1985). *Materiais de Construção*. Pini, 1^a Ed., São Paulo, SP, Brasil.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

ADMINISTRACIÓN DE ACTIVOS EN EL SISTEMA CUTZAMALA

Juan C. García Salas¹, Fernando González Cáñez² y Guillermo Leal Báez¹

^{1, 2} Académicos Titulares de la Academia de Ingeniería A.C., México. ¹ Inesproc S.A. de C.V. ² Comisión Nacional del Agua, México. juancarlos.garcia@inesproc.mx, guillermo.leal@inesproc.mx, fernando.gonzalez@conagua.gob.mx

RESUMEN:

El presente trabajo pone en evidencia conceptos y metodologías de las mejores prácticas internacionales en la administración de la infraestructura y presenta los resultados obtenidos en un caso práctico aplicado al Sistema Cutzamala.

Se realiza un análisis diacrónico de los procesos de construcción de la infraestructura hidráulica mediante la relación de un indicador económico, con indicadores técnicos que caracterizan la evolución de la infraestructura desde 1926 hasta 2016. Se hace una revisión de las políticas de estado orientadas a la conservación y, de las programáticas de la autoridad hacendaria, orientadas hacia su financiamiento.

Se demuestra que la conservación y reforzamiento de las capacidades actuales de aprovechamiento de los recursos hidráulicos, es una necesidad real en México y que el diseño de políticas, estrategias y acciones orientadas a la conservación, es un imperativo impostergable para las siguientes administraciones publicas federales. Se demuestra también que el concepto Administración de Activos es el que debe regir el proceso transitivo hacia un nuevo un nuevo paradigma en conservación, y que el estado, junto con las escuelas de ingenieros, son los encargados de acelerar dicho proceso

ABSTRACT:

This document exposes the best international concepts and methodologies on infrastructure management and shows the results obtained after a specific practical case ran on the Cutzamala System.

A diachronic analysis is carried out for processes of hydraulic infrastructure construction, throughout the relation amongst economic data and technical information which characterize the evolution on the infrastructure matter since 1926 to 2016. It is developed a review of State policies oriented to conservation and finance authority strategies for their financing.

It is proved that the conservation and reinforcement of the current capacities of water infrastructure is a real need in Mexico. Furthermore, the design of policies, strategies and actions forwarded to conservation is a duty for following federal public administrations. It is also proved that the Asset Management concept must be the one ruling the transitive process towards a new paradigm on conservation matters. Thereby, the State along with engineering colleges must be responsible for accelerating this process.

PALABRAS CLAVE: Conservación de infraestructura hidráulica, administración de activos, Sistema Cutzamala.

INTRODUCCIÓN

La construcción de la infraestructura de México durante el periodo Post Revolucionario, no fue coincidencia ni ocurrencia de los actores que permitieron realizarla. Esta, respondió a estrategias claras de desarrollo económico, político y social. Cada una de ellas se formuló de manera gradual y se aplicaron de forma articulada desde su inicio (Huerta et al., 2003).

En este proceso de construcción de país, la infraestructura hidráulica ha jugado un papel fundamental. La participación directa del estado mexicano en la economía, el centralismo y el uso del gasto público, para financiar grandes proyectos, permitió alcanzar niveles de desarrollo insospechados al final de la Revolución Mexicana.



Figura 1.- Relación del Gasto Total Ejercido GTE por el gobierno federal en infraestructura hidráulica respecto del PIB Nacional y: (a) Evolución de la capacidad de almacenamiento en grandes presas de México.
(b) Superficie incorporada con nueva infraestructura hidro agrícola para grande y pequeña irrigación. (c) Evolución de la capacidad efectiva instalada para generación de energía hidroeléctrica. (d) Evolución de la capacidad de conducción de agua para consumo humano a través de grandes acueductos. Fuente: García Salas, (2017).

En tan solo 90 años, México construyó infinidad de bordos y presas para controlar el régimen de escurrimientos de los ríos y disponer del recurso en tiempo, espacio y calidad. Se

construyeron obras de irrigación, centrales hidroeléctricas y acueductos. Destaca la construcción de 182 grandes presas, que actualmente están en operación y que en su conjunto generan un potencial de almacenamiento de 127,000 Hm³. Con esa infraestructura, hoy en día se pueden irrigar 6.5 millones hectáreas para producción de alimentos, generar energía mediante centrales hidroeléctricas cuya capacidad efectiva alcanza 11,500 MW y, entregar agua en bloque a cerca de 23 millones de personas, a través de 2,000 Km de acueductos principales que cuentan con una capacidad conjunta de 75 m³/s, véase Figura 1.

El esfuerzo político, económico, técnico y social para alcanzar esta base de desarrollo, ha sido de gran envergadura. Así, entre 1926 y 1946, se destinó al sector hidráulico 0.39% del PIB Nacional y 0.84% para el periodo 1947 - 1982. Sin embargo, en los últimos 35 años, el gasto público ejercido en el sector, ha decrecido respecto a los niveles de crecimiento económico hasta niveles promedio del 0.30% del PIB Nacional, Véase Figura 2.



Figura 2.- (a) Variación del Producto Interno Bruto PIB y relación del Gasto Total Ejercido GTE en infraestructura hidráulica respecto del PIB Nacional, ejercido en el periodo 1926 y 2016. **(b)** Relación del Gasto Total Ejercido GTE en infraestructura hidráulica respecto del PIB Nacional por periodo específico de administración federal. Fuente: García Salas, (2017).

Restricciones económicas, rechazo a la construcción de grandes proyectos y presión sobre los recursos hídricos, hacen necesario el replanteamiento de la política hídrica nacional para eficientar el recurso en todos sus usos consuntivos, promover el reúso y el intercambio en aquellos en donde no se necesite agua de primer uso y, combatir los rezagos en comunidades marginadas.

Dos estrategias parecen resultar evidentes. La primera, que no se aborda en este trabajo, parte del diseño y puesta en marcha de metodologías innovadoras de gestión de cuencas. La segunda estrategia, se basa en el replanteamiento de políticas, estrategias y acciones orientadas a la conservación de la infraestructura existente que permitan, mediante modelos pertinentes de administración de infraestructura, optimizar el gasto público. La finalidad es alargar su vida útil para garantizar su confiabilidad. Entonces, la conservación y reforzamiento de las capacidades actuales de aprovechamiento de los recursos hidráulicos, es una necesidad imperativa que debe reflejarse, de manera inteligible y ordenada en las estrategias programáticas de la autoridad hacendaria mexicana. Por lo tanto, debe estar declarada desde el Plan Nacional de Desarrollo del Ejecutivo Federal. Este documento es el instrumento de trabajo que rige la programación y presupuestación de toda la Administración Pública Federal de México.

En tal virtud, el presente trabajo tiene como objetivo fundamental poner en evidencia conceptos y metodologías, que reúnen las mejores prácticas internacionales, en la administración de la infraestructura y presentar los resultados obtenidos en un caso práctico aplicado al Sistema Cutzamala, mediante el análisis diacrónico de los procesos de construcción de la infraestructura hidráulica, de las políticas de estado orientadas a la conservación y de las programáticas de la autoridad hacendaria.

FINANCIAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA

El clima económico de las dos décadas posteriores a la Revolución Mexicana fue inestable debido a la reconstrucción del sistema político nacional. Sin embargo, las políticas de reorganización de la economía que se pusieron en marcha entre 1920 y 1940 marcaron el punto de arranque de la industrialización de México, no obstante, las consecuencias de la crisis mundial de 1929-1932. Como medida para contrarrestar los impactos de futuras crisis internacionales, a partir de 1933 en México cobró fuerza, entre los actores políticos, el emprendimiento de un desarrollo interno con aspiraciones de autonomía nacional, (Aparicio, 2010). Se consolidaba entonces el nacionalismo económico y la omnipresencia y control del Estado, en particular en la creación de infraestructura para el desarrollo.

En este contexto, se crea la Comisión Nacional de Irrigación (CNI) en 1926 con las funciones que permitirían asegurar la planeación, formular y ejecutar proyectos de obras hidráulicas para riego, a través de recursos fiscales o mediante el financiamiento mixto con particulares. Así, entre 1926 y 1946 el porcentaje del gasto público federal, que se destinó fundamentalmente a obras para irrigación, representó en promedio el 0.39% del PIB. Es importante destacar que, durante este periodo, se articuló la primera gran estrategia económica de México conocida como Desarrollo Estabilizador que se aplicó en México a partir de 1940 y cuyo objetivo fue el promover la industrialización del país mediante políticas públicas, en materia fiscal, monetaria comercial, salarial, agropecuarias y de fomento a la inversión extranjera con la finalidad de expandir el crecimiento de la base gravable y así, incrementar los ingresos gubernamentales, que servirían para financiar actividades productivas, (Huerta et al., 2003).

De esta forma, en el periodo de 1947 - 1976 el porcentaje del gasto público federal para infraestructura hidráulica, ejercido por la Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRH), antes CNI, representó en promedio 0.77% del PIB nacional, con un máximo de 1.19% en 1973 y un mínimo de 0.54% en 1958. Es de destacar, que durante este periodo se experimentó un crecimiento sostenido del gasto, en materia hidráulica, en cada una de las administraciones federales. En ese sentido, la relación del gasto público respecto del PIB nacional pasó del 0.64% en el periodo 1947 – 1952, a 1.01% en el periodo 1971 – 1976, véase Figura 2.

El modelo de Desarrollo Estabilizador comenzó dar señas de agotamiento a finales de los años 1960. Para 1970, la economía de México empezaba a mostrar signos de debilitamiento en sus tasas de crecimiento. Es a partir de ese momento en que el Estado Mexicano, pone en marcha el modelo denominado Desarrollo Compartido. Éste se caracterizó fundamentalmente por la transformación de la política fiscal y monetaria, con el propósito de que el eje de la inversión nacional lo ejerciera el sector público, gracias a los ingresos petroleros. Es decir, en este periodo, el gasto público fue el motor principal del crecimiento económico. Sin embargo, dicho gasto fue insuficiente para sostener el desarrollo del país y en razón de ello, los niveles de déficit fiscal fueron financiados mediante la contratación de deuda pública externa.

En este orden de ideas, entre 1977 y 1982, el crecimiento económico experimentado en México se caracterizó por un incremento anual del PIB nacional en 7.96%. Así, el porcentaje de gasto público federal, ejercido por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH), antes SRH, representó en promedio 1.12% del PIB Nacional (véase Figura 2), con un máximo de 1.59% en 1981, que representó el máximo histórico observado desde 1926.

Sin embargo, en 1982 y 1983 el PIB Nacional decreció 2.00% y para 1985, el decremento llegó hasta 3.08%. Esta desaceleración económica, la pérdida de valor del peso y el cambio de las

políticas económicas nacionales, incidió hasta 1989 en una caída sistemática del gasto total ejercido, en el sector hidráulico. De esta forma, los niveles del gasto respecto del PIB Nacional, cayeron de 1.06% en 1982, a 0.17% en 1989. Este último valor, inclusive menor al observado en 1926 que fue del 0.18% y apenas superior al de 1935, que alcanzó 0.14%. La crisis económica de 1982, marcaría el fin de las políticas hidráulicas de México.

Frente a la desaceleración económica a y la pérdida de valor del peso mexicano, entre 1982 y 1985 se planteó un nuevo modelo de desarrollo económico, que aún hoy prevalece, con base en dos estrategias macroeconómicas. La primera se orientó a la estabilización de los indicadores macro mediante la reducción de la inflación, a través de la reducción del gasto público, del incremento de los ingresos, del fomento al ahorro interno y del ajuste de la paridad cambiaría a niveles reales. La segunda estrategia consistió en la modernización de la economía nacional para limitar la inflación a través del ajuste de las finanzas públicas.

Con una nueva estrategia macroeconómica, a partir de 1990, el gasto total ejercido en el sector, se incrementó de manera marginal durante los 10 años siguientes, para llegar a niveles que fluctuarían entre el 0.21% y 0.30% respecto del PIB Nacional. Para el periodo 2001-2006, el porcentaje medio del gasto público ejercido volvió a caer al 0.21%. Entre 2007 y 2012 el gasto ejercido por la CONAGUA tuvo incrementos significativos que llevaron a casi duplicar la relación gasto ejercido PIB Nacional, respecto del periodo anterior. En la administración actual, la CONAGUA ha ejercido hasta 2016, un gasto que representa aproximadamente el 0.32% del PIB Nacional, véase Figura 2. Para efectos de este estudio, se pude considerar que \$20.00 (veinte pesos mexicanos) equivalen a un dólar americano.

En este trabajo, se ha mencionado que la mayor parte de la infraestructura hidráulica con la que actualmente contamos, se construyó en un periodo donde la intervención del estado mexicano en la economía, permitió financiar grandes proyectos, bajo una perspectiva de desarrollo regional. Esta infraestructura actualmente continúa en operación y representan la base de una parte importante de la economía nacional. Sin embargo, el Estado Mexicano gasta menos en la construcción de infraestructura, y mucho menos en la conservación de la existente, inclusive en la que opera directamente el gobierno federal, a través de la Comisión Nacional del Agua.

Los recursos para conservación de infraestructura hidráulica son escasos, y su aplicación debe llevarse con base en criterios técnicos. Aunado a ello, en México, las asignaciones de gasto público a programas y proyectos de inversión, deben responder a una estrategia programática que, a su vez, debe articularse con los programas de gobierno y por consecuencia con el Plan Nacional de Desarrollo. Es decir, si la conservación de la infraestructura no responde a alguna de las metas y estrategias nacionales, no podrá ser financiada.

Así, la necesidad de conservación de la infraestructura existente, planteada desde las grandes regiones geográficas, sociales y demográficas del país, es fundamental para comprender, que su falla implicaría grandes impactos económicos, políticos y sociales, además que incrementarían la brecha existente en los servicios que proporcionan. Por tal motivo la conservación, de la infraestructura hidráulica existente, como medio para alargar su vida útil, y por consecuencia disminuir el impacto de su falla, debe plantearse como una estrategia inteligible en los programas sectoriales, de manera que existan programas presupuestarios, con programas y proyectos específicos para tal fin.

Si bien, tales programas y proyectos pueden encontrarse dentro de los programas presupuestarios sectoriales, hoy en día existen prácticas que impiden la integración de una estrategia especifica dentro de los planes de gobierno. Por ejemplo, en los programas presupuestarios, así como en los programas y proyectos registrados por la Comisión Nacional del Agua se utilizan conceptos, que deberían estar estandarizados, desde la perspectiva de la definición de activos físicos, dentro del "Glosario de términos más usuales en la Administración Pública Federal" publicado por la Secretaría de Hacienda y Crédito Público. En muchos programas y acciones del gobierno federal, se confunde al mantenimiento con la operación, la modernización con la rehabilitación, al refaccionamiento con el reforzamiento. El manejo de un vocabulario unificado, debidamente definido por la autoridad hacendaría e integrado de manera pertinente en los

programas presupuestario permitiría, sentar las bases para definir una nueva estructura programática. Esta debería focalizarse en la conservación de los activos físicos, como medio para alargar su vida útil y cumplir con los mandatos de las instituciones en lo que refiere a la provisión confiable de los servicios públicos que proveen, en especial en temas de agua.

ADMINISTRACIÓN DE ACTIVOS FÍSICOS

Definiciones

La palabra "Activos" proviene del latín ad satis que significa suficiencia. Fue en el entorno financiero donde se empleó por primera vez para indicar una propiedad real con suficiente valor (activo) que permite compensar una deuda (pasivo). En este orden de ideas, el término activos puede asociarse a un concepto más amplio: patrimonio. Éste involucra el conjunto de relaciones pertenecientes a una persona (física o moral), que tiene una utilidad económica y que es susceptible de estimación monetaria. Administrar los activos es entonces la acción que permite generar valor para alcanzar utilidad económica.

Para la Secretaría de Hacienda y Crédito Público, un activo está formado por todos los valores propiedad de la empresa o institución, cuya fuente de financiamiento originó aumentos en las cuentas pasivas. Define al activo fijo como las propiedades, bienes materiales o derechos que, en el curso normal de los negocios no están destinados a la venta, sino que representan la inversión de capital o patrimonio, de una dependencia o entidad, en las cosas usadas o aprovechadas por ella, de modo continuo en la producción de artículos o la prestación de servicios.

La International Organization for Standardization (ISO) define el termino activo, como todo aquello que tiene valor potencial y/o valor actual. Esta misma organización define a la administración de activos, como el conjunto de acciones coordinadas de una organización para generar valor de sus activos, (ISO 2014). Este proceso se fundamenta en cuatro componentes fundamentales: evaluación de costos, identificación y valoración de riesgos, identificación de oportunidades y valoración de los beneficios esperados.

En los países industrializados se reconoció, a lo largo de la década 1980, que la infraestructura construida después de la 2ª Guerra Mundial, estaba envejeciendo. En ese sentido, ésta debía ser reemplazada en el futuro cercano para cumplir con las exigencias en los niveles de servicio exigidos, dentro de un contexto económico de restricción. Para afrontar el reto, emerge un cambio en el paradigma de inversión en infraestructura, que, de estar centrado en la construcción de nuevas obras, pasó a un enfoque de reemplazo y de rehabilitación con costos óptimos. Lo anterior con la finalidad de llevar a la sustentabilidad financiara, en el largo plazo, a las instituciones encargadas del aprovisionamiento de infraestructura. Este cambio requirió de nuevas habilidades y competencias para integrar planes técnico-financieros, alineados a los objetivos estratégicos de las organizaciones.

Así, en el ramo de la infraestructura, la administración de activos se define como el proceso que permite cumplir sosteniblemente con los niveles de servicio para los que fue construida, de una forma económica mediante acciones de conservación, sustitución, mantenimiento y rehabilitación de sus componentes, (NMSG, 2015).

Administración de activos en el Sistema Cutzamala

En el Valle de México, el tema del agua es un asunto que tiene carácter de urgente. Si bien la población del Distrito Federal ha permanecido casi constante, con 8.2 millones de habitantes entre 1990 y 2015, la población del Área Metropolitana pasó de 15.5 millones de habitantes a cerca de 22.8 millones de habitantes en el mismo periodo. De tal suerte, la disponibilidad natural media per cápita del Valle de México disminuyó hasta 101 m³/año, valor que resulta ser el menor a nivel nacional. En consecuencia, la demanda de agua en la región, ha crecido de manera proporcional y la oferta ha crecido en detrimento de la sobreexplotación del acuífero del Valle de México.

Después de 40 años, la demanda de agua potable en la metrópoli no ha podido ser satisfecha, se estima que existe un déficit de aproximadamente de 10 m^3 /s y una sobre explotación evaluada en 20 m^3 /s. Además, los hundimientos regionales han provocado la desarticulación de los sistemas de distribución e incrementado los niveles de fugas. Aunado a ello, la infraestructura existente de abastecimiento de agua está llegando al final de su vida útil, lo que implica tener costos de operación, conservación y mantenimiento cada vez mayores. Todo ello dentro de un contexto de escasez de recursos económicos, de pérdida de capacidades institucionales y de conflictos por el uso de los recursos hídricos.

Ante los cambios que el país ha experimentado en los últimos 25 años, es necesario establecer nuevos paradigmas que permitan hacer frente a la problemática del agua en la región. En tal virtud, en el Valle de México se han planteado cuatro estrategias de acción, a saber: (i) Disminución de fugas de las redes primarias de distribución mediante acciones de sustitución y conservación. (ii) aprovechamiento y manejo de fuentes internas de agua superficial y subterránea mediante captación de agua de lluvia en las tres presas más importantes del poniente del Valle de México. (iii) prospección de nuevas fuentes externas de agua. (iv) Conservación y reforzamiento de las capacidades actuales de aprovechamiento mediante el diseño de metodologías innovadoras de gestión de cuencas y administración de activos.

Sistema Cutzamala

El Sistema Cutzamala es la fuente de agua superficial más importante para la Ciudad de Toluca y Zona Metropolitana del Valle de México. Fue construido y puesto en operación en sus diferentes etapas, entre 1982 y 1992 sobre la base del Sistema Hidroeléctrico Miguel Alemán, construido por CFE entre 1944 y 1957. Su extensión abarca los estados de Michoacán, México y Distrito Federal, en el centro de México. Intercepta, mediante infraestructura hidráulica, las cuencas de los ríos Tuxpan, El Bosque, Ixtapan del Oro, Villa Victoria, Chilesdo-Colorines y Valle de Bravo. La superficie total de captación es de aproximadamente 3,400 Km², véase Figura 3.



Figura 3.- Sistema Cutzamala y cuencas de captación. Fuente: BM, (2015).

Los componentes principales del sistema son: (i) 7 presas principales con capacidad útil de 790.9 Hm³. (ii) 6 plantas de bombeo con capacidad para elevar $24m^3/s$ en un desnivel de 1,100 m. (iii) 322.3 Km de conducciones primarias, de las cuales, 205.8 Km corresponden a tuberías de concreto reforzado y acero, 72.5 km de canales revestidos y 44 Km de túneles. (iv) 1 planta potabilizadora con capacidad de diseño de 20 m³/s.

SISTEMA DE ADMINISTRACIÓN DE ACTIVOS DEL SISTEMA CUTZAMALA SAA-SC

La conservación del Sistema Cutzamala, frente al envejecimiento que experimenta, es una de las más altas prioridades de la Comisión Nacional del Agua, para garantizar la seguridad hídrica del Valle de México; no sólo porque aporta el 22.7% del caudal ocupado por sus habitantes, sino también porque el funcionamiento de las redes locales, dependen de la presión que aporta el Sistema para su correcto funcionamiento. Como parte de una estrategia clara de desarrollo hídrico regional, el Organismo de Cuenca Aguas del Valle de México inició desde 2013, trabajos encaminados optimizar los recursos económicos destinados a su conservación, a través de un nuevo enfoque metodológico, basado en las mejores prácticas de administración de activos. La metodología que se muestra en este estudio se aplicó a las conducciones denominadas líneas 1 y 2, que actualmente están en operación. Estas se ubican, dentro del sistema, en la zona de mayor criticidad.

El Sistema de Administración de Activos del Sistema Cutzamala SAA-SC, tiene seis componentes principales.

Inventario y registro de activos.

Su función principal es conocer con detalle la condición que guardan los activos del sistema, y el entorno en el que funcionan. El SAA-SC dispone de un levantamiento topográfico de detalle de todos los componentes que conforman la línea 1 y 2, asociado a un Sistema de Información Geográfica que almacena y representa la información sobre 22,500 tubos. Además, estudios de resistividad y análisis de suelos a lo largo de la Línea de conducción permitieron caracterizar la agresividad del suelo hacia las tuberías de concreto presforzado.

Entre 1992 y 1993 se instalaron 103 estaciones de monitoreo sobre la Línea 1, y 33 sobre la Línea 2, para el registro de potenciales que permitieron establecer las condiciones de envejecimiento de los tubos. En octubre de 2001, se realizaron estudios forenses en un tubo que presentó fugas y se concluyó que la falla fue por causa del fenómeno de la corrosión. A partir de ese momento se determinó con certeza el proceso de envejecimiento.

Evaluación de la condición de los activos

Refiere a la caracterización del estado actual de los activos físicos, es decir el diagnóstico de su estado de salud. Para establecerlo es necesario realizar trabajo de ingeniería mediante inspecciones físicas, pruebas de laboratorio, monitoreo, modelación matemática, entre otras técnicas. Es importante mencionar que, las líneas 1 y 2 del Sistema Cutzamala, fueron construidas con tuberías de concreto presforzado (Prestressed Concrete Cylinder Pipe PCCP). Estas tuberías se conforman de un cilindro fabricado con hojas de acero de calibre pequeño, que sirven como una membrana hermética y proveen soporte axial y de flexión al tubo.

Entre 2011 y 2014 se evaluó el estado de salud de las espiras en los 22,500 tubos que conforman la línea 1 y 2. Para ello, se aplicaron técnicas inspección electromagnética continua. Esta tecnología consiste en un dispositivo emisor/receptor que navega al interior de un tramo del acueducto funcionando en carga. El dispositivo genera un campo electromagnético cuya señal es amplificada por la presencia de los componentes de acero. Cuando existen espiras rotas, el campo magnético se distorsiona que es registrado en el espacio y en tiempo. Esto permiten identificar la posición de las zonas dañadas en un tubo en particular.

Paralelamente a los trabajos de diagnóstico inicial, y con el objetivo de evaluar en tiempo real el deterioro, se instaló un sistema para monitorear la ruptura de espiras en cada uno de los tubos. El sistema se conforma de dos cables de fibra óptica que son instalados, dentro de los tubos, a lo largo de un tramo especifico en cada una de las líneas. La fibra óptica está conectada a un centro de control que emite continuamente una señal que viaja a lo largo de la fibra. Esta señal se ve alterada gracias a la energía liberada en el momento de la ruptura de una espira. El sistema registra y almacena la posición, así como el instante del evento. Un sistema administra toda la información que se genera. Además, está condicionado para emitir alarmas sobre un envejecimiento acelerado.

Evaluación del riesgo

La etapa de evaluación del riesgo la conforman 4 componentes; el modelo de deterioro, el modelo de comportamiento del sistema, el manejo del riesgo y la priorización de activos.

El modelo de deterioro se construye a partir de los mecanismos de falla del activo. Tiene como objetivo, evidenciar las causas del envejecimiento y sirven para controlar los elementos que comprometen los objetivos para los que fue construido el activo. A partir de ello, es posible pronosticar, con un cierto nivel de incertidumbre, el tipo y la temporalidad de las fallas de los activos del sistema.

Por otro lado, es necesario contar también con un modelo que describa el comportamiento del sistema, y evidentemente, de las interacciones entre activos y entre los agentes externos que solicitan el sistema. Esencialmente este debe ser un modelo flexible y robusto, con la finalidad de que sirva como herramienta de soporte, no solo para la evaluación del riesgo sino también que sea posible simular una gran cantidad de escenarios. La integración de los resultados en información, se usa en la toma de decisiones necesaria para definir una acción de intervención en el sistema. En ese sentido, para simular la mecánica de falla de un tubo, se elaboró un modelo numérico de un tubo PCCP para analizar, con base en elementos finitos, el estado de esfuerzos de las tuberías, frente a solicitaciones internas, ejercidas por la presión de trabajo y por sobre presiones debidas a golpe de ariete. La carga debida a la altura de tierra, se consideró como solicitación externa.

En el modelo se representaron las diferentes capas que conforman una tubería de concreto presforzado, así como el refuerzo helicoidal. La campaña de simulaciones se realizó, mediante un análisis de sensibilidad, en función de la variación del número de espiras rotas, ubicadas en cada uno de los tercios en que se dividió la tubería, así como de las solicitaciones mecánicas. Este modelo permitió crear curvas de deterioro en función del número de espiras rotas, de la presión interna, asociadas a un conjunto de tuberías caracterizadas por su clase y altura promedio de tierra sobre su lomo, véase Figura 4.



Figura 4.- Modelo de Elementos Finitos de un tubo PCCP y curvas de deterioro resultantes.

Los resultados del monitoreo en tiempo real mediante fibra óptica están asociados a un sistema de representación de fácil entendimiento, a través de un código de colores de semáforo que permite distinguir el nivel de deterioro de cada tubo. La jerarquización, se realiza de manera

automática, con base en el número de espiras rotas en cada tubo y la zona de deterioro en que se encuentran.

Toma de decisiones.

En etapa de toma de decisiones, el modelo transforma los datos del monitoreo en tiempo real en información que es analizada para evaluar el ciclo de vida de los activos. Con ello se permite plantear las estrategias de conservación. Para ello se realiza un análisis trimestral que permite determinar el ciclo de vida de tramos específicos de las líneas 1 y 2, mediante la evaluación del riesgo de falla. Estos análisis, permiten establecer las estrategias de conservación que son reforzamiento y/o sustitución.

Las estrategias de conservación son evaluadas constantemente, así como los recursos disponibles, la criticidad del sistema (líneas 1 y 2) y el manejo de la demanda del servicio, de tal suerte que los impactos de las acciones de conservación, sean mínimos y estén conciliados con los clientes.

Las decisiones sobre las intervenciones se efectúan con el visto bueno de la Alta Dirección. Con ello, se procede a la planeación de acciones para la puesta en marcha de las estrategias arriba indicadas y para la elaboración de los programas de ejecución de los trabajos de conservación.

Mantenimiento, reparación, rehabilitación y reemplazo

Se dispone también, de una estrategia en la toma de decisiones. Con ello, es posible elaborar los programas de ejecución para la conservación. Así, el Sistema de Administración de Activos del Sistema Cutzamala encuentra su principal materialización, en la ejecución de las acciones de conservación de las líneas 1 y 2 que son programadas, una vez que el riesgo y la evaluación de sus impactos son evaluados. Las acciones de conservación son: (i) Reforzamiento externo pasivo mediante abrazaderas de acero. (ii) Reforzamiento externo activo mediante tendones. (iii) Sustitución o remplazo, véase Figura 5.

El reforzamiento externo activo mediante tendones, se realiza en tubos cuyas espiras presentan una tasa de ruptura casi constante, esto sucede en zonas donde el ataque químico del suelo es poco significativo. Este comportamiento sugiere que el tubo no presenta daño por corrosión evidente en su superficie. El reforzamiento externo pasivo mediante abrazaderas de acero, se ejecuta principalmente en zonas con baja presión. Por su parte, la sustitución se realiza en aquellos tubos que presentan incrementos abruptos en la ruptura de sus espiras. Esto sugiere, concentración del ataque corrosivo y posibilidad de encontrar espiras a punto de llegar a su límite de resistencia, que se rompen durante el descubrimiento del tubo.



Figura 5.- Fotografías de acciones intervención en las líneas 1 y 2 del Sistema Cutzamala: (a) Reforzamiento externo pasivo mediante abrazaderas de acero; (b) reforzamiento externo activo mediante tendones; (c) Sustitución.

Por otra parte, desde que entraron en operación las líneas 1 y 2, se han presentado 5 estallamientos. Dos, se presentaron en la misma zona en agosto de 2013 y en abril de 2016. Del

trabajo de ingeniería forense que se realizó para el primero, se observó la existencia de corrosión interna en el alma de acero que se comprobó en la ingeniería forense del segundo tubo. Esto fue de suma importancia, porque hoy en día no existe tecnología que permita evaluar dichos procesos de deterioro y mucho menos monitorearlos a lo largo del tiempo. Sin embargo, las curvas de deterioro de esa zona se modificaron con base los resultados de la ingeniería forense. Hoy, esa zona está particularmente vigilada tanto por los niveles de riesgo, como por su criticidad dentro del Sistema Cutzamala.

Priorización para análisis futuros

El SSA-SC ha probado su eficacia. Gracias a este sistema, el Organismo de Cuenca Aguas del Valle de México, ha reducido sustancialmente el riesgo de falla en las líneas 1 y 2 del Sistema Cutzamala. Desde que entró en marcha, se identificaron 160 tubos con alto riesgo de falla, de los cuales 100 han sido sustituidos y 60 se han reforzado mediante tendones y abrazaderas. Gracias a este sistema, hoy existe una planeación financiera de largo plazo para la conservación del Sistema Cutzamala. Se disponen de carteras de inversión, registradas en programas específicos de la Comisión Nacional del Agua.

CONCLUSIONES

La construcción del México que hoy conocemos, es el resultado de diferentes procesos de planeación nacional iniciados a partir de 1920, en donde la infraestructura hidráulica ha jugado un papel fundamental. La participación directa del Estado Mexicano en la economía, el centralismo y el uso del gasto público, para financiar grandes proyectos, permitió alcanzar niveles de desarrollo insospechados al final de la Revolución Mexicana. En tan solo 90 años, México construyó 182 grandes presas, que actualmente tienen un potencial de almacenamiento de 127,000 Hm³, para irrigar 6.5 millones hectáreas de tierras, generar energía con instalaciones cuya capacidad alcanza 11,500 MW y, entregar agua en bloque a cerca de 23 millones de personas, a través de 2,000 Km de acueductos principales. Sin embargo, con las tendencias de gasto público aplicado al sector hidráulico en los últimos 20 años, hoy en día se necesitarían:

- 50 años para incrementar el volumen potencial de almacenamiento en 20 Hm³.
- 45 años para incrementar en 10 m^3/s la capacidad para trasvasar agua para consumo humano.
- 50 años para construir nueva infraestructura hidroagrícola que permita incorporar 500 mil hectáreas de nuevas tierras para grande irrigación.

El paralelismo de los procesos históricos de muchos de los países de América Latina, permite afirmar que la conservación y reforzamiento de las capacidades actuales de aprovechamiento de sus recursos hidráulicos emerge como una necesidad para no comprometer su desarrollo. El diseño de políticas, estrategias y acciones orientadas a la conservación de la infraestructura hidráulica existente, es entonces un imperativo impostergable para los responsables de la planeación nacional de nuestros países.

En el caso de México, esto debe acompañarse de un replanteamiento profundo de las instituciones encargadas de construir, operar y conservar infraestructura hidráulica sustancial para el desarrollo de las regiones. Se necesita también de un replanteamiento de las políticas hacendarias, para garantizar el financiamiento gubernamental de esas tareas, pero también el replanteamiento de esquemas de participación privada. En este trabajo, se ha evidenciado que el Estado Mexicano, supo responder a las exigencias de desarrollo en infraestructura del país. Se transformó y creo instituciones, en momentos en que socialmente aún no se encontraba estable, intervino en la economía para financiar grandes proyectos y fue resiliente frente a momentos de crisis económica.

Desde el estado, pero también desde las escuelas de ingenieros, se deben internalizar conceptos innovadores que lleven a la transición del paradigma actual que rige las prácticas de conservación de la infraestructura. No es posible continuar aplicando recursos para conservación en un contexto de restricción financiera, sin hacer ingeniería, sin evaluar la criticidad de los sistemas, sin contar con información que permita caracterizar su ciclo de vida. Es decir, sin optimizar los recursos disponibles, de por sí escasos.

En México, esta transición debe impulsarse desde las mismas estrategias de gobierno, que se plasman en el Plan Nacional de Desarrollo para que puedan integrarse, de manera ordenada e inteligible, a las estrategias programáticas, con un vocabulario unificado entre economistas, ingenieros y tomadores de decisiones.

Las escuelas de ingenieros, deben transformar sus planes de estudio para formar especialistas, con enfoque moderno y pertinente, hacia la conservación de la infraestructura. Este reto no es nuevo, porque las instituciones académicas supieron responder a las necesidades del momento en que inició la construcción del México moderno. Hoy no debería ser la excepción.

La administración de activos físicos, es el concepto que debe regir el proceso transitivo a un nuevo paradigma. Así se entendió en la Comisión Nacional del Agua para administrar uno de los sistemas hidráulicos más complejos del mundo, del que dependen varios millones de personas.

El Sistema de Administración de Activos del Sistema Cutzamala, es el resultado de un trabajo que ha llevado más de 15 años de esfuerzos técnicos y financieros. Es el resultado del trabajo de muchos funcionarios, que han sabido entender el valor que agrega el Sistema Cutzamala al desarrollo del Valle de México y de Toluca. El SAA-SC ha contribuido en transformar los objetivos organizacionales del operador, porque ha integrado planes y programas de trabajo estructurados para la conservación de la infraestructura. En el SAA-SC participan funcionarios que han desarrollado capacidades técnicas que aseguran su prevalencia en el tiempo. Hoy en día las decisiones de conservación del Sistema Cutzamala, se toman bajo criterios técnicos, con niveles de incertidumbre manejables, pero sobre todo con la certeza que la ejecución del gasto público se está realizando de manera óptima, en el lugar indicado.

El presente artículo es una síntesis adaptada del trabajo de ingreso del autor principal a la Academia de Ingeniería, A.C. México.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.

Aparicio Cabrera, A. (2010). Economía Mexicana 1910-2010. Documento presentado en Balance de un Siglo. "Pasado, Presente y Perspectivas de México", Tema V: Estado y Revolución: Balance de un Siglo y Balance de la Situación Económica del País. Disponible en

http://www.economia.unam.mx/profesores/aaparicio/Econom%C3%ADa.pdf

BM, (2015). *Cutzamala: diagnóstico integral*. CONAGUA – Banco Mundial. Washington, 2015, 200 p. Disponible en http://documentos.bancomundial.org

García-Salas, Juan C. (2017). Administración de activos físicos: nuevos paradigmas para la conservación de infraestructura hidráulica en México. Trabajo de ingreso a la Academia de Ingeniería A.C. México. 50 p. Disponible en URL http://www.ai.org.mx.

Huerta, H. M. y Chávez Presa, M. F. (2003). "Tres modelos de política económica en México durante los últimos sesenta años". *Revista Análisis Económico*. Vol XVIII, No.37, primer semestre, 2003, pp. 55-80.

ISO, (2014a). *ISO 55000 Asset management — Overview, principles and terminology,* ISO/TC 251/WG 1.

NMSG, (2015), *International infrastructure management manual*, 5th Edition, Australia: National Asset Management Steering Group.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

MODELO FÍSICO DEL VERTEDERO DE DESCARGA DIQUE LOS ALAZANES, PROVINCIA DE CÓRDOBA, ARGENTINA

Eder, Matías^{1,2}, Muchiut, Jonathan¹, Tarrab, Leticia,^{1,2}, Ferrer L. Yarielis^{1,2}, I. Matías Ragessi^{1,2}, Antoine Patalano^{1,2}, Martino, Román^{1,2}, Candelaria Joaquín¹, Hector Muratore¹ y Andrés Rodríguez^{1,2}

¹Laboratorio de Hidráulica y C entro de Estudios y Tecnología del Agua (LH-CETA), Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales (FCEFyN), Universidad Nacional de Córdoba (UNC). Av Filloy s/n, Ciudad Universitaria, CP 5000, Córdoba, Argentina.

²Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología (IDIT CONICET/UNC). FCEFyN, Av. Vélez Sarsfield 1611, Ciudad Universitaria, Córdoba, Argentina E-mail: matiaseder2@gmail.com

RESUMEN:

En este trabajo se presenta un estudio experimental del vertedero de descarga lateral del Dique Los Alazanes (Córdoba) realizado en un modelo físico a fondo fijo, con similitud de Froude y escala de longitudes no distorsionada 1:35.

Se presentan las características del modelo físico, un análisis de la rugosidad superficial de la estructura en estudio como así también del flujo de aproximación al vertedero y se caracteriza la zona de disipación macroturbulenta.

Para realizar la caracterización experimental en el modelo físico se realizaron mediciones de velocidades con LSPIV en la zona de aproximación al vertedero y sobre la rápida y mediciones de presiones fluctuantes aguas abajo del vertedero.

ABSTRACT:

In this papers, we present an experimental study of the Los Alazanes dam (Córdoba). The study was carried out in a physical model with the following characteristics: fixed bed, similarity of Froude and length scale not distorted 1:35.

Then, we present the characteristics of the physical model, an do analysis of the surface roughness of the structure and the zone of macroturbulent dissipation is characterized.

In the physical model we measure speeds with LSPIV technique in the area of approach to the dam and fluctuating pressure downstream of the discharge structure.

PALABRAS CLAVES: Modelo Físico; Dique Los Alazanes; Rugosidad
INTRODUCCIÓN

El Dique Los Alazanes se encuentra ubicado entre los cerros Uritorco y Las Gemelas, aguas arriba de la localidad de Capilla del Monte en el departamento de punilla a 110 km de la ciudad de Córdoba. El mismo fue construido entre los años 1939 y 1944 para abastecer de agua potable a la localidad de Capilla del Monte. El dique consiste en una presa de arco de 71 m de longitud y 25 m de altura desde el lecho del río hasta su coronamiento. Cuenta con dos vertederos para evacuar crecidas: el primero se ubica sobre la margen derecha de la presa y se activa para eventos ordinarios (Figura 1), el segundo vertedero se encuentra sobre la presa de arco y sólo trabaja para eventos extraordinarios.

Las intensas lluvias ocurridas en el verano del año 2015 produjeron la rotura por erosión del material que protegía la fundación del extremo izquierdo de la rápida del vertedero (Figura 1 (c)).

Como consecuencia de la rotura del vertedero de la presa se proyectaron obras de reparación y readecuación tanto de la rápida como del muro lateral ubicado sobre la margen izquierda aguas abajo y se proyectó un azud aguas abajo del vertedero. El objetivo del azud es generar un colchón de agua a la salida de la rápida para aumentar la disipación de energía. Para verificar y optimizar el diseño de esta última estructura se construyó en el Laboratorio de Hidráulica de la Universidad Nacional de Córdoba un modelo físico a escala reducida.



Figura 1.- (a) Imagen del vertedero año 1944, (b) imagen del vertedero años 2006 y (c) imagen del vertedero año 2018.

OBJETIVOS

El objetivo de este trabajo es verificar y optimizar el diseño hidráulico de las obras propuestas en el proyecto de reparación del vertedero de descarga lateral del Dique Los Alazanes.

- Para lo cual se plantean los siguientes objetivos específicos:
- Definir las condiciones de borde a aplicar en el modelo físico,
- Analizar los posibles efectos de escala debidos a esfuerzos viscosos y a la tensión superficial,
- Caracterizar hidráulicamente el vertedero de descarga y el flujo de aproximación,
- Analizar el comportamiento hidráulico del azud proyectado aguas abajo del vertedero de descarga.

MATERIALES Y METODOS

Modelo Físico:

En la Figura 2 se puede observar una imagen del modelo físico del vertedero del Dique Los Alazanes en la cual se pueden observar sus principales componentes. El modelo físico fue construido espejado respecto al prototipo por simplicidad constructiva y por la disposición de la infraestructura existente en el Laboratorio de Hidráulica - UNC.

Características del modelo físico:

- Fondo Fijo
- Similitud de Froude
- Escala de longitudes no distorsionada E_L: 1:35
- Área de modelación 8000m².



Figura 2.- Modelo Físico del Dique Los Alazanes - UNC.

En la Figura 3 se presenta una imagen satelital de la zona de estudio en prototipo en la cual se superpuso los límites del modelo físico. Se observa que la dirección del flujo en el canal de ingreso al modelo (Flecha Roja) difiere de la dirección del flujo el prototipo (Flecha Verde). Para

mejorar las condiciones de borde y la similitud cinemática en la zona de aproximación al vertedero se incorporó al modelo un deflector del flujo.



Figura 3.- Límites del modelo físico en una imagen satelital del prototipo.

Rugosidad del vertedero:

El vertedero en estudio está compuesto por un umbral de hormigón y una rápida revestida de piedras con las juntas tomadas con mortero cementicio, (Figura 4). Estos materiales tienen diferentes rugosidades superficiales.

A continuación se presenta un análisis de rugosidades en el cual se estiman los valores de rugosidad en prototipo y se escalan al modelo físico.



Figura 4.- Fotografía del vertedero de descarga lateral del Dique Los Alazanes.

Para el "umbral" de hormigón, sobre la cresta del vertedero, se estima que la rugosidad superficial en prototipo corresponde a "hormigón alisado con regla" (n: 0.015) y para la rápida el valor de rugosidad se encuentra entre n: 0.022 - 0.025 correspondiente a "albañilería de piedra en bruto unida con cemento".

Para escalar la rugosidad absoluta (**k**_s) en el modelo se debe utilizar la escala de longitudes $\lambda_{\mathbf{k}_s} = \lambda_L$ y para escalar el número de Manning $\lambda_n = \lambda_L^{1/6}$.

Si escalamos los valores de rugosidad de Manning "n" del prototipo al modelo obtenemos los siguientes valores:

	Rugosidad "n" Escalada a Modelo
Umbral de Hormigón	0.008
Rápida	0.012 - 0.014

Tabla 1.- Valores del coeficiente de rugosidad "n" de Manning equivalente en modelo.

La rugosidad "n" del vertedero construida con poliestireno de alto impacto es de aproximadamente n: 0.01, esta es la mínima rugosidad que se puede alcanzar en el laboratorio.

Por otro lado, si aplicamos la fórmula de Strikler:

$$n = 0.038 \, D^{1/6} = \frac{D^{1/6}}{26.4}$$

donde: D es diámetro característico del sedimento (m).

La rugosidad de n: 0.014 se obtiene con arenas de diámetro d_{50} : 2mm. En prototipo este diámetro corresponde a una rugosidad absoluta (\mathbf{k}_s) aproximadamente 7 cm.

En el modelo físico se realizaron dos series de ensayos:

En la primera serie de ensayos (S1) se utilizó para todo el vertedero la misma rugosidad (n:0.01) tanto en el umbral del vertedero como en la rápida de la misma y en la segunda serie de ensayos (S2) se aumentó la rugosidad sobre la rápida del vertedero fijando sobre la misma arena de diámetro medio d_{50} : 2mm (Figura 5).



Figura 5.- (a) Vertedero con rugosidad n:0.01, S1 (b) Vertedero con arena d₅₀: 2mm.

Medición de Velocidades (LSPIV):

Para caracterizar el flujo de aproximación al vertedero en el modelo físico se aplicó la técnica de velocimetría por imágenes de partículas a gran escala (LSPIV por sus siglas en inglés). La velocimetría por seguimiento de partículas permite determinar el campo de velocidades medio del flujo y de manera instantánea con un alto grado de resolución espacial a partir del desplazamiento de partículas que se transportan en el flujo, (Patalano, 2013).

La técnica PIV consiste en un análisis euleriano (es decir, estudia los cambios producidos en una superficie de control). El resultado de este análisis es una imagen base con vectores que caracterizan el sentido y magnitud de la velocidad promedio de todas las imágenes.

En general la dinámica de todas las frecuencias bajas (grandes vórtices) puede ser capturada sin problemas con esta técnica de medición, mientras que para obtener información de los pequeños vórtices se deben usar partículas de diámetros muy pequeños (y baja inercia), lo cual trae algunas restricciones respecto al tamaño del área de flujo que se puede muestrear.

Condiciones de Borde:

Para definir las condiciones de borde a aplicar en el modelo físico se realizó un modelo numérico hidráulico bidimensional (2D) del embalse con el programa USACE - HEC RAS Versión 5.0.3. Este modelo numérico tiene como objetivo definir las líneas de corrientes aguas arriba del vertedero de descarga. De este modo, conociendo las direcciones de las líneas de corriente en el embalse se definieron las condiciones de borde del modelo físico necesarias para reproducir correctamente el fenómeno en estudio.

Para definir la geometría de la malla de modelación se realizó un modelo digital de elevación (DEM) a partir de las curvas de nivel del embalse, provistas por la Secretaria de Recursos Hídricos de la Provincia de Córdoba (Figura 6).

La malla de modelación se discretizó en celdas de 2mx2m en el embalse y se refinó a celdas de 1mx1m inmediatamente aguas arriba del vertedero.



Figura 6.- (a) Curvas de nivel y (b) DEM del vaso del Dique Los Alazanes.

Medición de Presiones Fluctuantes:

Se realizaron mediciones de presiones fluctuantes en 9 tomas ubicadas aguas abajo del vertedero de descarga (Figura 7). Los conductos de las tomas de presión tienen un diámetro de 6.5 mm.

Los sensores utilizados fueron de la firma PASCO y modelo Wireless Pressure PS-3203 cuyo rango de trabajo oscila entre los 0 y 400 KPa con una frecuencia de muestreo de hasta 1000 Kz. Las presiones fueron medidas a 10 Hz durante 5 minutos.



Figura 6.- Ubicación de las tomas de presión aguas abajo del vertedero.

Ensayos:

En la Tabla 2 se presenta un resumen de los ensayos realizados en este estudio.

	Qmodelo	Qprototipo	Descripción	
	[l/s]	[m ³ /s]	[m/s]	
Ensayo 1	12.9	93.2		
Ensayo 2	10.4	75.2		
Ensayo 3	8.2	59.4		
Ensayo 4	7.5	54.4		
Ensayo 5	6.6	48.0	Se realizaron mediciones de velocidad con I SPIV alturas	
Ensayo 6	5.4	38.8	de lámina sobre el vertedero y presiones sobre el perfil del	
Ensayo 7	1.6	11.5	vertedero.	
Ensayo 8	3.6	25.8		
Ensayo 9	6.9	50.3		
Ensayo 10	10.7	77.7		
Ensayo 11	13.5	97.8		
Ensayo 12	-	-	Ensayo Anulado	
Ensayo 13	6.43	46.6	Se realizaron mediciones de velocidad con LSPIV, alturas	
Ensayo 14	12.49	90.5	vertedero.	
Ensayo 15	10.4	75.0	Ensayo de visualización aguas abajo del vertedero, se analizó la influencia de colocar el azud en 2 posiciones.	
Ensayo 16	11.4	82.6	Se realizó ensayo con PIV y se midieron alturas de lámina sobre el vertedero.	
Ensayo 17	6.0	43.5		
Ensayo 18	7.8	56.6	Se midieron presiones con el sensor en las tomas aguas	
Ensayo 19	13.1	94.7	posiciones.	
Ensayo 20	6.0	43.7		
Ensayo 21	10.8	77.9	Ensavos con rugosidad equivalente a arena 2mm. Se	
Ensayo 22	5.3	38.6	midieron presiones aguas abajo del vertedero: sin azud,	
Ensayo 23	13.4	96.9	con azud en posición A y en B	

Tabla 2.- Ensayos realizados.

RESULTADOS

Condiciones de borde:

En la Figura 7 se presentan las líneas de trayectorias medias en la zona de aproximación al vertedero obtenidas en el modelo numérico 2D (a) y las medidas en el modelo físico con LSPIV (b), para un caudal en prototipo de $100 \text{ m}^3/\text{s}$.

Se puede observar que la dirección del flujo en puntos homólogos son similares a los resultados obtenidos con el modelo numérico, con lo cual se validan las condiciones de borde aplicadas al modelo físico.



Figura 7.- Ubicación de las tomas de presión aguas abajo del vertedero.

Efectos de escala:

Se calcularon los números de Reynolds y Weber para diferentes caudales en la cresta del vertedero. Se observó que para caudales mayores a 26 m^3 /s en prototipo el número de Reynolds es mayor a 5000 y el número de Weber mayor a 11, con lo cual se pueden despreciar los efectos de escala producidos por los esfuerzos viscosos y la tensión superficial (Vergara, 1995; Fuente, 2002).

Q _{prototipo} (m ³ /s)	Q _{modelo} (L/s)	H _{centro} (cm)	Velocidad (m/s)	N° Reynolds		N° Weber	
11.6	1.6	0.9	0.27	2400	NO VERIFICA	8.9	NO VERIFICA
26.1	3.6	2	0.27	5407	VERIFICA	20.4	VERIFICA
39.1	5.4	2.6	0.31	8140	VERIFICA	35.5	VERIFICA
46.4	6.4	2.9	0.34	9765	VERIFICA	45.9	VERIFICA
47.8	6.6	3	0.34	10069	VERIFICA	47.1	VERIFICA
50.0	6.9	3	0.35	10540	VERIFICA	51.6	VERIFICA
54.4	7.5	3.3	0.35	11405	VERIFICA	55	VERIFICA
59.4	8.2	3.6	0.35	12453	VERIFICA	60.1	VERIFICA
75.4	10.4	3.8	0.41	15719	VERIFICA	90.7	VERIFICA
75.4	10.4	3.9	0.41	15764	VERIFICA	88.9	VERIFICA
77.5	10.7	3.9	0.42	16280	VERIFICA	94.8	VERIFICA
82.6	11.4	4.1	0.42	17313	VERIFICA	101.9	VERIFICA
90.6	12.5	4.4	0.43	18969	VERIFICA	114	VERIFICA
93.5	12.9	4.5	0.43	19531	VERIFICA	118.2	VERIFICA
97.8	13.5	4.6	0.45	20487	VERIFICA	127.2	VERIFICA

Tabla 3.- Número de Reynolds y Weber en el modelo físico.

Curvas de descarga (H-Q):

A partir de los resultados experimentales obtenidos se ajustó la curva de descarga H-Q del vertedero (Figura 8). Cabe aclarar que las alturas H fueron medidas sobre la cresta del vertedero. El ajuste obtenido por regresión con una ecuación polinómica de segundo orden tiene un coeficiente de correlación con los datos experimentales de $R^2 = 0.9953$. Los "datos experimentales S1" corresponden al vertedero sin arena (n:0.01) y "datos experimentales S2" al vertedero con arena 2mm fijada sobre la rápida, cuya rugosidad equivale a n:0.014 (en modelo). Se puede observar que no existen diferencias significativas en la relación H-Q debido al aumento de la rugosidad sobre la rápida del vertedero.



Figura 8.- Curva de descarga H-Q del vertedero de descarga lateral.

Comportamiento hidráulico aguas abajo del vertedero:

En los ensayos 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22 y 23 se analizó el flujo aguas abajo del vertedero, en cada uno de los cuales se consideraron tres escenarios (Figura 9):

- Sin Azud
- Con Azud en la posición "A"
- Con Azud en la posición "B"

Para las tres condiciones ensayadas se observó la formación de dos estructuras turbulentas: Un vórtice de eje horizontal y otro vórtice de eje vertical. Para las 3 condiciones el vórtice de eje horizontal impacta en la fundación del vertedero en la zona en la cual se produjo la rotura.

Al incorporar el azud, en ambas posiciones (A y B), se observó un incremento en el nivel de agua y con ello el aumento de las presiones medias en las tomas.

Además, se observaron altas velocidades aguas abajo de azud ubicado en ambas posiciones. Esta situación puede producir erosiones locales inmediatamente aguas abajo del azud. Para el azud en la posición "A" la zona de potencial erosión compromete la fundación del muro lateral ubicado aguas abajo del vertedero, mientras que el azud en la posición "B" no compromete la fundación de dicho muro.



Figura 9.- (a) Sin azud, (b) con azud en la posición "A" y (c) con azud en la posición "B".

Presiones Fluctuantes

A continuación se exponen los resultados de las mediciones de presiones fluctuantes de los ensayos 19 y 20 que se corresponden a los caudales máximo y mínimo con rugosidad n: 0.01 y de los ensayos 22 y 23 con rugosidad n: 0.014 correspondiente a arena 2mm.

En la Tabla 3 se presentan las presiones medias y los desvíos estándar para cada una de las tomas de presión correspondiente a los Ensayos 19, 20, 22 y 23.

		ENSA	ENSAYO 19.		ENSAYO 20.		ENSAYO 22		ENSAYO 23	
Toma	Escenario	Media [cm]	Desvío [cm]	Media [cm]	Desvío [cm]	Media [cm]	Desvío [cm]	Media [cm]	Desvío [cm]	
	Sin Azud	9.1	0.6	4.0	0.5	3.9	0.39	9.0	0.78	
T19	Azud A	9.9	0.5	4.0	0.3	5.9	0.58	11.2	0.83	
	Azud B	10.3	0.5	4.0	0.4	4.2	0.55	9.7	1.06	
	Sin Azud	2.4	0.5	3.4	0.2	2.6	0.28	11.2	0.46	
T20	Azud A	3.0	0.7	3.9	0.2	5.1	0.18	11.5	0.61	
	Azud B	2.9	0.5	2.6	0.2	3.5	0.22	10.8	0.81	
	Sin Azud	8.4	0.4	1.0	0.2	1.1	0.14	8.9	0.69	
T21	Azud A	8.3	0.5	1.9	0.2	1.4	0.12	9.2	0.53	
	Azud B	8.4	0.4	0.5	0.2	-0.2	0.15	6.1	0.81	
	Sin Azud	2.2	0.1	*	*	*	*	4.3	0.76	
T22	Azud A	12.5	0.7	*	*	*	*	9.5	2.77	
	Azud B	8.4	0.9	*	*	*	*	7.5	2.76	
	Sin Azud	11.8	1.1	5.4	0.2	4.0	0.26	13.1	1.39	
T23	Azud A	12.6	1.2	8.3	0.3	6.0	0.15	13.7	0.91	
	Azud B	12.9	1.0	7.7	0.3	4.9	0.16	12.9	0.96	
	Sin Azud	9.3	0.3	2.0	0.2	1.2	0.18	10.0	0.52	
T24	Azud A	10.9	0.6	4.6	0.1	3.1	0.15	10.4	0.56	
	Azud B	11.0	0.6	4.4	0.2	4.2	0.16	10.0	0.42	
	Sin Azud	6.2	0.2	0.5	0.1	0.3	0.16	7.7	0.38	
T25	Azud A	8.8	0.3	3.2	0.2	3.1	0.13	10.2	0.41	
	Azud B	8.5	0.2	3.6	0.2	4.6	0.13	8.8	0.26	
	Sin Azud	8.1	0.5	4.0	0.4	3.5	0.25	8.9	0.51	
T26	Azud A	12.2	0.3	8.8	0.2	6.5	0.12	13.6	0.23	
	Azud B	8.4	0.3	7.5	0.2	8.1	0.13	11.3	0.41	
	Sin Azud	6.2	0.4	0.2	0.2	0.5	0.29	5.7	0.45	
T27	Azud A	8.7	0.4	3.7	0.2	2.3	0.18	10.1	0.31	
	Azud B	5.0	0.5	2.8	0.2	3.2	0.18	8.0	0.47	

Tabla 3.- Número de Reynolds y Weber en el modelo físico.

(*) Nivel de agua inferior a la toma

CONCLUSIONES

El modelo físico construido con similitud de Froude y escala de longitudes no distorsionada 1:35 permitió reproducir correctamente la hidráulica del vertedero y la disipación macro-turbulenta aguas abajo. En el análisis de los números adimensionales de Reynolds y de Weber se verificó que los efectos de escala producidos por las fuerzas viscosas y de tensión superficial son despreciables para caudales mayores a 25 m³/s en prototipo.

Se ensayaron dos rugosidades diferentes de la rápida del vertedero, una equivalente a la rugosidad del "hormigón alisado con regla" y otra a "albañilería de piedra en bruto unida con cemento". Se observó que el cambio en la rugosidad de la rápida no tiene influencia significativa en el flujo de aproximación aguas arriba del vertedero ni en la relación H-Q sobre la cresta del mismo. Por otro lado, sí se observaron diferencias en el tirante del flujo sobre la rápida y se observaron perturbaciones en la superficie del agua a partir del primer tercio de la rápida. Al aumentar la rugosidad del vertedero se redujo apreciablemente la incorporación de aire aguas abajo del vertedero.

Las condiciones de borde del modelo físico se verificaron con un modelo numérico bidimensional del embalse.

Hidráulica aguas abajo del vertedero: Se caracterizó el flujo aguas abajo del vertedero para la condición sin azud y con el azud en dos posiciones diferentes "A" y "B". Para las tres condiciones se observó la formación de las mismas estructuras turbulentas: un vórtice de eje horizontal y otro de eje vertical. La zona en la cual se produce la disipación macro-turbulenta de energía no presenta modificaciones significativas para las tres condiciones ensayadas.

El vórtice de eje horizontal se forma aproximadamente en la mitad del vertedero y se desarrolla hacia aguas abajo como un remolino helicoidal. Para la situación sin azud se observó que este vórtice impacta con un ángulo de aproximadamente 45° en la fundación del vertedero, zona donde se produjo la rotura por erosión. Al incorporar el azud "A" y "B" el vórtice aumenta su tamaño, ya que se incrementa el tirante, y para las dos posiciones del azud ("A" y "B") impacta en la misma zona que sin azud pero con una dirección cuasi perpendicular al eje del vertedero.

Por otro lado, se observaron altas velocidades aguas abajo del azud ubicado en ambas posiciones. Esta situación puede producir erosiones locales inmediatamente aguas abajo del azud. Para el azud en la posición "A" la zona de potencial erosión compromete la fundación del muro lateral ubicado aguas abajo del vertedero, mientras que el azud en la posición "B" no compromete la fundación del muro lateral.

Presiones aguas abajo del vertedero: Se midieron presiones fluctuantes a 10 Hz en las 9 tomas ubicadas en el cauce inmediatamente aguas abajo del vertedero para caudales correspondientes a 5 y 100 años de recurrencia. Las presiones medias en general aumentan en las tomas (T20, T23 y T26) ubicadas en el eje del cauce al incrementarse el caudal, mientras que en las tomas ubicadas en los laterales (T19, T21, T22, T24, T25 y T27) en algunas se incrementan y en otras disminuyen. Esto se debe a la presencia se estructuras turbulentas coherentes (vórtices), cuya magnitud y posición varían con el caudal erogado por el vertedero y generan incrementos de presiones en algunos puntos y reducción de presión en otros por efectos de las presiones dinámicas. Al incorporar el azud en la posición "A" y "B" se observa que en general las presiones medias aumentan.

Por otra parte, las fluctuaciones de presión (asociadas a los procesos de turbulencia) aumentan al incrementar el caudal para las tres condiciones ensayadas (sin azud, con azud "A" y "B"). A su vez, para un mismo caudal las fluctuaciones no muestran un comportamiento generalizable en todas las tomas al colocar el azud en ninguna de las posiciones ensayadas (A y B).

BIBLIOGRAFÍA

Fuentes, R. (2002). "Modelos hidráulicos: teoría y diseño", Edición: Lilian Salinas Ayala, Chile.

Patalano, A. (2013). "PTVlab, una herramienta grafica para el procesamiento digital en velocimetria por seguimiento de partículas" - *III Simposio sobre Métodos Experimentales en Hidráulica*, Santa Fe, Argentina.

USACE [US Army Corps of Engineers] (2016). HEC-RAS Version 5.0.3. Davis, CA Institute for Water Resources, Hydrologic Engineering Center.

Vergara Sánchez M. A. (1995) "Técnicas de modelación en hidráulica", Edición: Alfaomega, México D. F.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

SIMULACIÓN DE LA OPERACIÓN DE EMBALSES MEDIANTE EPANET 2.0

Luis Mora⁽¹⁾, Wilmer Barreto⁽²⁾, María N. García⁽³⁾, Néstor Méndez⁽⁴⁾, Hervé Jégat⁽⁵⁾, Jorkman Rondón⁽⁶⁾

(1), (3), (5) CIDIAT-ULA, Venezuela (2), (3) DIC-UCLA, Venezuela (6) HIDROLARA, Venezuela
 (1) lemoramora@gmail.com, (2) wbarreto@ucla.edu.ve, (3) manigar2006@gmail.com, (4)nmendez@ucla.edu.ve, (5) hjegat@gmail.com, (6) jorkmanrondon@gmail.com

RESUMEN:

Este trabajo muestra que es factible mejorar la simulación para operaciones restringidas de embalses usando EPANET 2.0, con la finalidad de lograr una mejor seguridad en los servicios para los usuarios del sistema. Esto se puede lograr a través de una reconfiguración en la topología del Objeto EPANET Tank, demandas de nodos, exponentes de fugas variables a partir en las Válvulas de Propósito General (GPV), reglas y / u operaciones de control. Se demostró que EPANET es capaz de lidiar con el tránsito de crecidas por el embalse, la operación de embalses con restricciones a través de un túnel como sistema de suministro y sistemas de suministro de agua potable en casos reales. Todas estas características y los resultados obtenidos, relanzan EPANET como una herramienta versátil para una operación de embalses. Además, en una visión prospectiva, será posible utilizar la herramienta y la metodología desarrollada para la optimización de sistemas híbridos y complejos con restricciones, donde la interacción del sistema de red de tuberías y embalse es de vital importancia.

ABSTRACT:

This work shows that it is feasible to improve the simulation of constrained reservoir operations by using EPANET 2.0 and therefore a better security in the service to the water users. It could be done through a re-configuration of the EPANET Tank Object topology, node demands, General Purpose Valves (GPV) coefficients, and on the operation rules. It was shown that EPANET is able to deal with reservoir flood routing, constrained reservoir operation through a tunnel as delivery system and real water supply systems. All this features and the obtained results, re-launch EPANET as a versatile tool for a reservoirs operation. In addition, in a prospective view, it will be possible to use this tool and the developed methodology for optimizing constrained complex hybrid systems, where the reservoir and pipe network interaction is important.

PALABRAS CLAVES: EPANET, Operación de Embalses, Válvula de Propósito General (VPG)

INTRODUCCIÓN

EPANET 2.0 Rosssman (2000), ha resultado hasta el momento una herramienta poderosa de uso libre para la simulación operativa y de problemas de calidad de agua en el ámbito de los sistemas de agua potable (AP) y riego, pero se requiere ir más allá en la simulación e incorporar complejidades tales como sistemas de embalse para abastecimiento logrando así una mejor aproximación de las complejidades y restricciones hidráulicas en las entregas que estos pudieran realizar a los diversos usuarios.

El avance en sistemas de gestión hidrológica-hidráulica en los modelos de simulación, ha requerido incorporar los sistemas de embalse a modelos hidrológicos, SWAT, Kalogeropoulos et al (2011), HydroBID 2.0, entre otros, con la finalidad de simular sistemas complejos, sin embargo se requiere además acoplar estos modelos a las particularidades y restricciones hidráulicas constituidas por: a.) pérdidas y ganancias representadas por evaporación y precipitación en el área de vaso, b.) infiltración, otras fugas y alivios que dependen de las cargas hidráulicas disponibles, c.) Finalmente las entregas, que dependen de reglas operativas concebidas para el embalse en particular.

EPANET, cuenta con un sistema de controles simples y compuestos para el manejo de diferentes elementos en su sistema, en los cuales pueden utilizarse aquellas referidas a los componentes estanques de almacenamiento para simular embalses.

Este software de simulación de redes, conceptualiza las fugas mediante un exponente general (m) que afecta la carga hidráulica y el respectivo coeficiente del emisor que depende del área de flujo, entre otras consideraciones. Lo restrictivo hasta ahora de EPANET 2.0, es que este exponente es constante para todos los elementos que fugan en el sistema considerado. Se han propuesto diversas soluciones a nivel conceptual para solventar esta situación, modificando los sistemas de ecuaciones matriciales y códigos fuente, Siew and Tanyimboh (2012), Muranjo et al (2014), haciendo que la demanda sea dependiente de las cargas hidráulicas (h).

Una de las novedades del presente trabajo es una discretización de la válvula de propósito general (VPG) para que sean capaces de simular exponentes (N1) variables en todo el sistema considerado.

El presente trabajo busca como objetivo simular el tránsito de eventos y condiciones operativas en embalses mediante reconsideraciones topológicas en EPANET.

MATERIALES Y MÉTODOS

La marcha metodológica consiste en la reconceptualización topológica de una válvula de propósito general para simular coeficientes variables en el sistema, discretizando así estructuras de vertidos, descargas de fondo e infiltración en un embalse. Luego se formulan tres tipos de problemas asociados al embalse como operador de crecidas, entregas bajo restricciones hidráulicas en la conducción de los flujos a los usuarios y finalmente la operación en caso de embalse que surte a poblaciones importantes del semi árido de Venezuela. En los dos primeros casos la simulación se compara con modelos numéricos desarrollados por los autores.

Conceptualización de una válvula de propósito general (VPG) para simular exponentes del nodo emisor (N1) diferente al definido para todo el sistema (m)

La pérdida de carga en la VPG se introduce, tomando como variable independiente el gasto que pasa por la misma y que genera un $\Delta hf(Q)$ situada entre dos nodos, aguas arriba (i) y aguas abajo (j), la cual se puede escribir según la Ecuación [1] como:

$$\Delta h f(Q) = hi - hj$$
[1]

Ahora bien, si se define por conservación de masa que el caudal (Qi) que pasa por la tubería situada aguas arriba, es el mismo que pasa por la válvula (Qval) y que sale por la tubería aguas abajo (Qj), definiéndose así dichos gastos mediante las Ecuaciones [2] y [3]

$$Qi = Cd(h) * h^{N1}$$

$$Qj = KK * Cmed * h^m$$
[3]

Dónde: Cd (h) es el coeficiente de flujo de un emisor o estructura de descarga que depende de la carga (h). Cmed es el coeficiente promedio o típico del emisor. N1 es el coeficiente de fuga o descarga del nodo a simular. (m) es el coeficiente general para emisores asignado en EPANET 2.00.12 y finalmente el factor KK, se puede definir como un coeficiente a ajustar.

Ahora bien si se define para todo el sistema un coeficiente de emisor (m) igual a uno, se obtiene la expresión [4]

$$\Delta hf(Q) = hi * \left(1 - \left(\frac{Cd(h)}{Cmed}\right) * \left(\frac{1}{KK}\right)(h)^{N1-1}\right)$$
[4]

Además, si se supone KK=1, Cd(h)=Cmed, la Ecuación [5] puede escribirse de la manera siguiente:

$$\Delta hf(Q) = hi * (1 - (h)^{N1 - 1})$$
[5]

La expresión [5], arrojará un mínimo o máximo que se discute en Mora et al (en publicación)

TABLA DE DATOS PARA LA VPG

EPANET, posee la limitación de incluir un máximo de 50 datos de Δ hf vs Q en tablas [*.crv], Se propone entonces, la introducción de tablas de datos con muestreo de relaciones Δ hf vs Q, tomando como variable independiente saltos logarítmicos de h. Considerando además, que quien realiza la simulación, tendrá un buen orden de magnitud de los rangos máximos y mínimos de (h) para cada nodo o zona en particular. Luego se plantea siete (7) valores de muestreo con siete (7) órdenes de magnitud o saltos logarítmicos, lo que arroja un total de 49 posibles valores de (h). Reservando un valor de (h), para cuando la Ecuación [5] arroje un máximo o mínimo. Esto, completará los 50 pares de valores a definir en la tabla de cada VPG si fuese necesario.

Generación de valores Ahf vs Q para VPG

Se pueden definir entonces, los pasos a seguir para conceptualizar numéricamente el dispositivo o nodo a simular, de la manera siguiente: **a**) Se conceptualiza el dispositivo, definiéndose N1, sus variantes y el coeficiente de descarga Cd., **b**) Se determinan los rangos de h, hmín y hmáx, **c**) Se determinan los valores de Q a representar, **d**) En una hoja de cálculo, se definen los valores de h(i), **e**) Se calcula el valor de Cd y/o Cd(h), **f**) Se calcula Q(h) real del dispositivo mediante la Ecuación [2], **g**) Se determina hf(Q) para cada (h), **i**) Se determina el valor de KK que arroje pérdidas de carga positivas en todo el rango de estudio, **j**) Se incluye el valor de (h) que hace esta función máxima o mínima, **k**) Se copian los valores de Q y hf, en un archivo de texto separado por espacios formato (*.crv), l) Se asigna el archivo a la VPG requerida, **m**) Se procede a realizar el procedimiento (a) hasta (i) para la N válvulas, **n**) Se realiza la simulación mediante EPANET.

Conceptualización del sistema para un tránsito de crecidas en el embalse

Para el tránsito de crecidas en un embalse, cabe mencionar que los modelos teóricos y numéricos buscan resolver la Ecuación [6] clásica de la Hidrología.

$$dS/dt = I(t) - O(t)$$
[6]

Esta se resuelve mediante métodos numéricos como Puls o Runge-Kutta de grado IV, Chow (1996). Este último implementado por Mora (sin publicación) en versiones de QBasic ® y Liberty Basic ®. La Ecuación [6] se trasforma en la Ecuación [7], la cual es útil para la simulación de operación de embalses. La conceptualización clásica y numérica del problema que se utiliza en EPANET se muestra en la Figura 1.

$$\frac{dS}{dt} = \sum Qe - \sum Qs$$
^[7]

Donde: Qe son los aportes y Qs son las demandas de los usuarios y las pérdidas del sistema embalse.



Figura 1.- Conceptualización (a) y Topología en EPANET (b) para el tránsito de una crecida por un embalse.

Aliviadero

Para simular un aliviadero se colocan los nodos (i) y (j) de la VPG a cota de descarga. Seguidamente se conceptualiza la VPG, según el coeficiente de descarga y el exponente de las estructuras de alivio (N1) que en estructuras simples se ubica en 1,5.

Descarga de fondo

Igualmente la descarga de fondo dependerá de sus pérdidas de carga asociadas al sistema de válvulas de la misma y el correspondiente exponente N1 se sitúa en 0,5.

Tiempos discretos de simulación

Debido a que en la mayoría de los casos el tránsito del embalse significa pulsos de duraciones menores a tres días, se ensayan tiempos de simulación lo suficientemente pequeños para que el tránsito y la solución de la Ecuación [6] se realice de manera infinitesimal. El tiempo de cálculo (dt) se designa en valores $\leq 0,05$ h, es decir, $\leq a 3$ minutos.

Es conveniente resaltar que para el caso de tránsito de crecidas, la decisión operativa a realizar será aquella que minimice el volumen almacenado antes de que ocurra el evento, debido a que la capacidad de descarga de fondo pudiera ser limitada y la duración de tránsito del evento es pequeña en referencia al tiempo requerido para el vaciado por válvulas o compuertas de emergencia que pudiera tener el embalse.

Conceptualización para transformación de depósitos (estanques) a embalses, con sus respectivas operaciones

A continuación se describen los pasos a seguir y topologías a establecer para adaptar el sistema a una operación de embalses, que consiste en exponentes variables para nodos que fugan, topologías y reglas para conceptualizar demandas meteorológicas netas al embalse; y la correspondiente abstracción metodológica sobre la información a obtener sobre una operación de embalses.

El aliviadero y descarga de fondo

Estos se conceptualizan, según se describe en el punto aliviadero.

Conceptualización de aportes y fugas en el espejo de agua del embalse a nivel normal de operación (NNO)

Los aportes y demandas evaporativas del embalse se expresaran en cuenta el área del vaso la cual es función de la altura del embalse para un momento particular en el tiempo (t) y de las láminas climáticas aportadas por el sistema meteorológico considerado.

Con base en lo anterior, se supone un nodo de aporte-demanda que considera la demanda neta del sistema meteorológico para una cota referida al espejo de agua en nivel normal de operación (NNO), es decir a cota de alivio. Esta simplificación implica un pre-proceso de los datos meteorológicos que involucra a) Considerar datos de precipitación en la estación más cercana al embalse. b) Afectar los datos de evapotranspiración en tina llevándolos a evaporación real. Multiplicándolos por el coeficiente más adecuado, según el caso, ej.: 1.0-1.2 c.) Sustraer las láminas de evaporación a los de precipitación, d) Multiplicar las láminas por el área de vaso a NNO, d.) Expresar los resultados en (l/s), e) Suponer un coeficiente de demanda base en EPANET igual a (-1) para el nodo topológico (P - E) considerado.

DEMANDAS DE PRECIPITACION (P-E) A NIVELES DIFERENTES DEL NNO

Para conceptualizar demandas diferentes a nivel normal de operación se suponen coeficientes de mayoración o minoración de aquellas diferentes a NNO en función del área de vaso para cada cota. Para esto, se determina la discretización de cotas de nodos de demanda meteorológica (P-E) más adecuadas para un nivel de aproximación deseado. Este se aproxima mediante teoría de errores sistemáticos bien sea, con un enfoque lineal o gaussiano. Bertrand-Krajewski et al (1997). Ahora bien, despreciando otras fuentes de errores diferentes a los de esta conceptualización, se puede tener una expresión simplificada mediante la Ecuación [8]

$$dQ = dh * lámina(P - E)/t \frac{\partial A}{\partial h}$$
[8]

Donde: dQ es la precisión deseada en la estimación del gasto de entrega o pérdida por precipitación menos evaporación, dh es la diferencia de altura entre nodos topológicos de demanda meteorológica, (P-E) puede entenderse como la lámina meteorológica neta máxima o media que pudiera demandarse al embalse en cada intervalo de tiempo (t) en que se exprese el gasto. $\frac{\partial A}{\partial h}$ es el inverso de la pendiente de la curva altura (h)-área (A) para una posición de h considerada.

Finalmente con base en lo anterior, se pueden definir los *dh* de los nodos topológicos para demandas P-E a alturas de espejo de agua diferentes a los de NNO.

Discretización de nodos topológicos

La experiencia de los autores en el uso de EPANET 2.0, sugiere el siguiente procedimiento para que puedan evitarse bugs y mensajes de error innecesarios y presiones negativas cuando se introducen reglas operativas, así pues, se concibe una derivación topológica que evita incongruencias y mensajes de error para cada nodo, la configuración topológica, se muestra en la Figura 2.



Figura 2.- Configuración topológica y reglas operativas para simular demandas (P-E) en diferentes alturas (h) del espejo de agua en el embalse.

Reglas operativas simples

Se proponen reglas operativas simples y no compuestas por dos razones: a) las reglas compuestas exigen mayor entendimiento de entornos de programación, b.) Estas se reservan para atacar los problemas inherentes a la operación misma de sistemas de agua potable, los cuales exigen una mayor complejidad.

Las reglas operativas simples para simular demandas P-E a diferentes alturas del nivel de agua en el embalse consistirán, en abrir y cerrar tubos topológicos asociados a nodos situados a una cota dada que implican una altura (h) sobre el embalse en la cual este tendrá un área de espejo de agua determinada por su curva altura-área y en consecuencia una fracción de la demanda asociada a NNO.

Es conveniente destacar que se detecta un bug en EPANET 2.00.12, cuando se cierra una tubería que contiene una demanda en el nodo (i), este gasto se traslada al nodo (j). Para solventar esta situación, se propone un reservorio topológico que suple la demanda al nodo (i), evitándose así el bug detectado. Este reservorio se sitúa al Nivel Máximo Maximorum (NMM), para evitar mensajes de presiones negativas en la simulación por esta abstracción topológica.

Una segunda consideración es que la tubería (TNx) que une al nodo situado a una altura (h), estará abierta solo cuando los niveles en el embalse se sitúen en el rango de cotas preconcebidas para el mismo, simultáneamente, cuando esté cerrada esta tubería, estará abierta la tubería asociada al reservorio (TSNx). Topológicamente se proponen tres (3) reglas para cada tubería, resultando finalmente seis (6) reglas para cada nodo. Los autores han ensayado otra configuración de reglas que aseguran demandas incrementales para cada altura derivándose solo dos (2) reglas para cada tubería, sin embargo exigen abstracciones más elaboradas para el usuario común de esta propuesta, por lo que se decide proponer la utilización del grupo de seis (6) reglas por nodo que se presenta como ejemplo metodológico en este trabajo.

Por otro lado; y con la finalidad de evitar la manipulación de reglas por usuarios no familiarizados con entornos de programación y los errores que pudieran darse en la discretización de niveles de actuación para cada nodo, se elabora un pequeño programa, denominado RTPE escrito en Liberty Basic V4.5.1 el cual corre en cualquier versión de Windows y genera el archivo en ASCII de reglas simples de extensión. [.SCN] que se puede importar desde EPANET como un escenario de reglas operativas. El programa integra la generación automática de nodos y saltos (dh) para cada nodo topológico con base en la Ecuación [7], se introducen como insumos, la curva altura-área, la cota mínima del embalse, el (dQ) objetivo, la lámina (P-E) media, el nivel de embalse de referencia y el prefijo ID deseado para cada nodo. Este programa se concibe de uso libre y se gratuita lemoramora@gmail.com; demandar de la dirección: puede manera a https://www.researchgate.net/profile/Luis Mora5, una vez publicado el presente trabajo.

Topología para actuar sobre las demandas constantes de cada usuario

Debido a que cada usuario tendrá demandas variables o fijas, las demandas se pueden afectar por factores locales para un nodo o globales para todos los nodos en EPANET. Sin embargo, se podría colocar una válvula de regulación de gastos (FCV) para afectar las cuantías de la demanda en un valor fijo, el gasto de consigna para esta válvula seria el gasto máximo probable para el usuario cuya demanda constante se conozca de antemano y el nodo de salida sería un nodo que fuga con un coeficiente de emisor lo suficientemente grande para que incluya el rango de demandas probables. Esta conceptualización topológica es útil para determinar cuantían de gastos adicionales a extraer a) para situaciones en que se actué sobre las reglas operativas, b) se simulan actuaciones en elementos estructurales del embalse. Por ejemplo modificaciones en descargas por aliviaderos. Esta conceptualización topológica permite además, establecer reglas de actuación sobre la válvula y en consecuencia sobre la demanda del usuario especifico.

Demandas variables en el tiempo para usuario

EPANET permite la introducción de demandas variables en el tiempo, bajo patrones con un dt definido, pudiéndose introducir trazas de demanda mensuales para cada usuario, en este trabajo se emplean series mensuales de hasta 25 años, sin haberse detectado ninguna restricción aparente.

Generación de trazas hidro - climáticas

Con la finalidad de introducir la variabilidad climática en el analisis se generan trazas estocásticas. La generación de trazas hidroclimáticas se realiza mediante un modelo estocástico auto regresivo de orden uno (1) que preserva la media, varianza, la autocorrelación de los datos históricos.

Indicadores de desempeño del embalse

Se tiene previsto el desarrollo de una interface de postproceso y para la simulación de varios escenarios y trazas hidroclimáticas en el que se determinen indicadores de desempeño. Los indicadores previstos son probabilidad de falla, confiabilidad, elasticidad, vulnerabilidad, resiliencia, déficits, entre otros.

Comparación de resultados

Los resultados obtenidos se comparan con modelos previos de excelente desempeño, ya realizados sobre los sistemas analizados. En el primer ejemplo se compara el tránsito de la crecida con un modelo que resuelve la ecuación diferencial [6] mediante el método numérico de Runge-Kutta de grado IV, desarrollado por Mora (sin publicación). El segundo caso se compara con un

modelo de solución de la ecuación diferencial mediante el método de Runge-Kutta de grado V, implementado en MathLab® por Barreto (2010) y en el tercer caso se comparan los resultados y restricciones operacionales históricas dados por los actores de la zona, a saber: Ministerio del Agua e HIDROLARA.

RESULTADOS Y SU DISCUSIÓN

Una vez establecido el procedimiento metodológico, se procede a la simulación de los embalses, a) se presenta el tránsito de una crecida por un embalse, b) la operación con datos medios de un embalse en construcción con entrega a los usuarios mediante un túnel y c) la operación de un embalse con prioridad para el abastecimiento urbano. Las curvas de área capacidad no se muestran en este trabajo por restricción expresa de los organismos oficiales involucrados.

Simulación de tránsito de crecidas en un embalse

Se realiza la simulación del tránsito de la crecida mediante un embalse, caso embalse Jadacaquiva, Edo Falcón, Venezuela. Se simula el tránsito para una crecida de 50 años de periodo de retorno, debido al tiempo de simulación, se desprecian demanda por precipitación y evaporación y pérdidas por infiltración.

En EPANET se le asigna un coeficiente global igual a uno (1) para todos los exponentes de los nodos que fugan, bajo esta consideración, se elaboran los datos de pérdidas de carga para las VPG a asignar al aliviadero y a las descargas de fondo cuyos exponentes son 1,5 y 0,5 respectivamente. La Figura 4, muestra estos resultados. A las mismas, se le ajusta el valor de KK para que las curvas siempre arrojen valores de (Δ hf) positivos.



Figura 4.- Pérdidas de Carga en VPG para (a) Aliviadero N1=1.5 (b) Descarga de fondo N1=0.5 para un coeficiente de emisor global en EPANET igual a uno (1)

La Figura 5, muestra la simulación del tránsito de una crecida sobre el embalse Jadacaquiva de TR=50 años mediante EPANET. Comparando los resultados de altura máxima sobre el aliviadero bajo esta simulación y la obtenida con un modelo de Runge Kutta de Grado IV, se observa que la misma es solo del 1%.

Simulación de la operación del embalse Yacambú

El embalse Yacambú, se encuentra en fase final de construcción, sin embargo su entrega para usuarios de riego y urbano se debe realizar a través de un túnel de 23 km de longitud y en promedio 4 m de diámetro. La simulación de la entrega por túnel se conceptualiza como una tubería de longitudes y diámetros equivalentes mediante coeficientes de pérdidas locales. Méndez (2010)

La simulación de operación se realiza imponiendo evaporaciones y precipitaciones medias realizado previamente por Barreto (2010), La conceptualización de la operación se presenta en la Figura 6.



Figura 5.- Simulación del tránsito de una crecida de TR=50 años por el embalse JADACAQUIVA. Detalle escalado del flujo en la descarga de fondo para el periodo del tránsito.



Figura 6.- (a) Conceptualización para operación del Embalse (b) topología para la simulación numérica de la operación del embalse Yacambú mediante EPANET

Para el caso del embalse Yacambú, se presentan las siguientes restricciones. i) la carga residual a la salida del túnel debe ser mayor a 10m. ii) El gasto máximo de tránsito por el túnel será de 13,5 m³/s. iii) Se debe garantizar un gasto ecológico de 0,85 m³/s. iv) se efectuará un período de simulación de dos años con datos medios de gastos, precipitación y evaporación así como de demandas de riego. v) los niveles iniciales deberán ser similares a los niveles finales para garantizar la simulación en periodo estacionario. vi) Los alivios del embalse no deberán ser significativos. vii) El error máximo en la discretización de nodos para la simulación de entradas netas por precipitación - evaporación será de 20 l/s.

Con base en las restricciones anteriores, se presenta los resultados obtenidos por Barreto (2010) y los obtenidos para la simulación de niveles en el embalse, optimizando las políticas de operación mediante EPANET. La Figura 7. Presenta ambas simulaciones, luego de la optimización de reglas operativas que tienen como función objetivo maximizar entregas y minimizar alivios. Se observa iguales morfologías y las pequeñas diferencias estriban en que en la simulación mediante EPANET se logra mejorar el desempeño en la minimización de los alivios. Esto se muestra en la Figura 8.



Figura 7.- Resultados para la operación del Embalse Yacambú (a) Barreto (Op Cit) tiempo (d) (b) Simulación en EPANET 2.0 tiempo (h).



Figura 8.- (a) Resultados mediante simulación en Mathlab® Runge Kutta 5 Barreto (Op cit) y Mediante EPANET 2.0 para el embalse Yacambú. Nótese la minimización de alivios EPANET.

Simulación de la operación del embalse Dos Cerritos

El embalse Dos Cerritos construido como embalse multipropósito, actualmente es un embalse fundamental para la provisión del recurso agua para consumo humano. Debido a crecientes demandas del recurso agua por las poblaciones que surte, siendo la más importante la ciudad de Barquisimeto

El embalse realiza la entrega a los usuarios urbanos, mediante una aducción por bombeo. Para esto se realiza la conexión de la simulación, tal como se muestra en la Figura 9. En la misma se puede observar igualmente la dicretización de nodos topológicos de (P-E) con un *dh* que permita que la precisión dQ en la estimación de (P-E) sea menor a 35 l/s. De manera similar se muestra aquellas topologías correspondientes a infiltración, aliviadero y gastos ecológicos.

El embalse posee las siguientes reglas operativas. Si los niveles se sitúan por debajo de la cota 664,28 m (h= 36,28m) entonces se disminuye la entrega al usuario urbano en 1000 l/s, igualmente se restringe la entrega de gasto ecológico de 700 l/s a 200 l/s. Se debe evitar que el embalse este por debajo de la cota de referencia 660 m (h=32 m) dada por el Ministerio de Aguas. Además se ha planteado subir el NNO a una sobre elevación entre 1 y 2 m. Hasta ahora los modelos formales utilizados para resolver este problema son en su mayoría hidrológicos y no hidráulicos por lo que EPANET, puede dar respuesta numérica de precisión para afrontar esta restricción hidráulica.

Se simulan las reglas antes mencionadas en EPANET, con gastos medios y con una traza hidroclimática de 25 años. La cual se muestra en la Figura 10. En la misma se presenta el orden de magnitud de los gastos del río con respecto a los valores de P-E. Se simula además, la sobre elevación del aliviadero a 2m, obteniéndose de manera muy preliminar que la sobre elevación del mismo no solo ayuda a obtener gastos adicionales entre 300 a 500 l/s, sino que ayuda a enfrentar problemas de variabilidad climática, que impliquen reducción de gastos medios del río de hasta un 27%. La Figura 11. Muestra el comportamiento del embalse para condiciones de gastos medios y las resultantes de la referida traza. Los autores consistentes de que se debería utilizar un conjunto de al menos 25 trazas hidroclimáticas para obtener resultados de consistencias probabilística que

ayuden a planificar la operación del embalse sin embargo se muestra solo este resultado de simulación para demostrar la potencialidad de EPANET para este fin.



Figura 9.- Discretización en EPANET para la operación del Embalse Dos Cerritos.



Figura 10.- Ejemplo de traza Hidroclimática de 25 años para la operación del embalse Dos Cerritos.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Es posible simular elementos hidráulicos e hidrológicos mediante EPANET 2.0, con excelente desempeño y con coeficientes de emisores variables en el modelo, mediante la conceptualización y utilización topológica propuesta de Válvulas de Propósito General.

Igualmente, se puede realizar la operación de embalses mediante EPANET 2.0. Con base en la introducción de variantes topológicas en el mismo que simulan exponentes y aportes meteorológicos variables en función del área en el embalse, y las reglas operacionales simples.

Se recomienda ampliar esta conceptualización para la simulación de operación de embalses. Esto abre amplias perspectivas para ensamblar EPANET a problemas más complejos para la simulación como modelo híbrido y la respectiva Gestión Integral de Sistemas de Recursos Hídricos.

Con base en las topologías desarrolladas, se recomienda la utilización de EPANET como simulador acoplado a sistemas de abastecimiento de agua de alta complejidad.



Figura 11.- Niveles en el embalse a) Operación de embalse para valores medios b) para una traza hidroclimáticas de 25 años.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Barreto, W. (2010). "Operación del Embalse Yacambú". En Memoria descriptiva Obra de Toma Embalse Yacambú. AF. Ingeniería Civil y Asociados. Barquisimeto. Venezuela.

Bertrand-Krajewski, J.L., D. Laplace, C. Joannis , G. Chebbo (1997). *Mesures en hydrologie urbaine et Assainissement*. Technique & documentation, 2000. R. Bourrier, 4^e edition. 793 p. ISBN: 2-7430-0380-4.

Kalogeropoulos, K., C. Chalkias, E. Pissias, S. Karalis (2011). "Application de SWAT Model for the investigation of reservoirs creation in Advances in the research of Aquatic Environmment. Vol 2": DOI 10.1007/978-3-642-24076-8, Springer-Verlag Berlin Heidelberg.

Méndez, N. (2010). "Caracterización Hidráulica de los Elementos que conforman la Obra de Toma y del Sistema de Conducción". *En Memoria descriptiva Obra de Toma Embalse Yacambú. AF. Ingeniería Civil y Asociados. Barquisimeto. Venezuela.*

Muranjo, J., A. Ferreira, J. Sousa, A. Gomes, A. Sa Marquez (2014). "Pressure Dependent Demand and Leakage Modeling With an EPANET Extension WaterNetGen". 16th Conference on Water Distribution Systema Analysis .WDSA. Procedia Engenering. (2014). 632-639

Rossman, L. A. (2000). "EPANET 2" Users Manual. Risk Reduction Engineering Laboratory, US Environmental Protection Agency, Cincinnati, OH, 2000.

Show, V. T, D. Maidment, L. Mays (1994). *Hidrología Aplicada Mc Graw Hill*. Colombia. 584 p. ISBN: 958-600-171-7

Siew, C. and T. Tanyimboh (2012). "Pressure-Dependent EPANET Extension. Water Resources Management". 26: 1477-1498. DOI: 10.1007/s11269-011-9968-x.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA

BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018 MODELACIÓN DEL COEFICIENTE DE RESISTENCIA AL FLUJO DE MANNING PARA DISEÑO DE CANALES CON RÉGIMEN SUBCRÌTICO

Marcial Sebastián Calero Amores, PhD., MSc., Ing. Civil⁽¹⁾ Laura de Jesús Calero Proaño PhD., MSc., Ing. Ambiental⁽²⁾ ⁽¹⁾⁽²⁾ Universidad de Guayaquil. Guayaquil, Ecuador. Docente-Investigador/a Facultad de Arquitectura y Urbanismo. Miembro del Comité Científico, Facultad de Arquitectura, Universidad de Guavaquil ⁽¹⁾ Universidad Laica Vicente Rocafuerte – Guayaquil Ecuador –Docente Investigador-Director Laboratorio

Hidráulica -FIIC-Facultad de Ingeniería, Industria y Construcción - mcaleroa@ulvr.edu.ec. Cel: 0993060390

RESUMEN

La selección del coeficiente de resistencia al flujo n de Manning impacta técnica y económicamente en el diseño de canales. Actualmente el valor del coeficiente n, se selecciona por la rugosidad del material, sin considerar que el coeficiente es también función de las características del flujo. La investigación se desarrollò en el Laboratorio de Hidráulica de la FIIC-ULVRG, se levantó y validó más de 570 registros experimentales. Se calcularon modelos con confiabilidad mayor al 99.5% y mejorando el diseño más del 10%. Los modelos se desarrollaron para flujo uniforme, turbulento y subcrítico. Se calcularon modelos relacionando el coeficiente n con tirante Y, caudal Q y el adimensional Y/b. Además, relacionando parámetros adimensionales, $\frac{n_i}{n_j} con \left(\frac{Y}{b}\right) o \frac{Q}{\sqrt{gb} b^2}$, se

calcularon coeficientes Kn que, correlacionado con $K_n = \frac{n_{modificado}}{n_{asumido manual}}$, determinó el $n_{modificado}$ y

aplicable a diferentes caudales, geometría y materiales. El coeficiente n_{modificado}, son aportes científicos a las ciencias hidráulicas.

PALABRAS CLAVES

Canal. Resistencia al flujo. Técnico y económico.

ABSTRACT

The selection of the flow resistance coefficient n from Manning impacts technically and economically on the design of channels. Currently the value of the coefficient n, is selected by the roughness of the material, without considering that the coefficient is also a function of the characteristics of the flow. The research was developed in the Hydraulics Laboratory of the FIIC-ULVRG, and more than 570 experimental records were created and validated. We calculated models with reliability greater than 99.5% and improving the design more than 10%. The models were developed for uniform, turbulent and subcritical flow. Models were calculated relating the coefficient n with tie Y, caudal Q and the dimensionless Y / b. In addition, by relating dimensionless parameters, n_i / n_j with (Y/b) or Q / ($\sqrt{gb} b ^ 2$), coefficients Kn were calculated which, correlated with $Kn = n_{modified}/n_{assumed manual}$, determined the $n_{modified}$ and applicable to different flow, geometry and materials. The n_{modified} coefficient, are scientific contributions to the hydraulic sciences.

KEYWORDS

Channel. Resistance to flow. Technical and economic

INTRODUCCIÓN

Los canales son conducciones de amplio uso en la hidráulica, y tienen como uno de los parámetros principales el coeficiente de resistencia al flujo como el n de Manning. Subestimar o sobreestimar el coeficiente en una milésima modificará el caudal transportado alrededor del 10% e impactará técnica y económicamente en el diseño. En la actualidad estos coeficientes se estiman solo por la rugosidad del material, sin considerar el impacto debido a las características hidrodinámicas del flujo, lo que constituye el objetivo de la investigación.

Tratados de Hidráulica de canales como, V. T. CHow (1994), French (1993), Sotelo (2002) y Naudascher (2002), señalan de manera general que el coeficiente n de Manning depende del tirante, pero, no definen cuantitativamente la relación y variables involucradas. Osío, M. Valencia, F. *et al.* (1992) y Román (2014), estiman la rugosidad para casos particulares en cauces naturales. Chansón (2002) y León (1989) presentan tablas para seleccionar el coeficiente n de Manning por intervalos y por material.

La investigación se desarrolló en el Laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería, Industria y Construcción -FIIC de la Universidad Laica Vicente Rocafuerte -ULVR, se levantaron experimentalmente más de 570 registros validados con programas de código abierto. Relacionando el coeficiente n de Manning con variables hidrodinámicas y estados del flujo, se calcularon modelos con confiabilidad superior al 99.5%.

Evaluando el tirante Y, ancho b y caudal Q con el coeficiente n de Manning, se evidenció el impacto de las características del flujo en el factor n de Manning. Se desarrollaron funciones adimensionales entre " $n_{experimental}$ " y características del flujo Y/b y $\left(\frac{Q}{\sqrt{gb} (b^2)}\right)$ determinando coeficientes Kn para corregir el factor $n_{modificado}$ de Manning.

MATERIALES Y MÉTODOS

La investigación realizada en el período 2017-2018 en el Laboratorio de hidráulica FIIC, tiene enfoque experimental, cuantitativa y empírica. Los registros se validaron y el coeficiente n de Manning se calcularon con:

$$\Delta_j = \frac{\sigma_j}{\sqrt{j}}$$
[1]

Siendo: Δ_i : dato a corregirse

 $\sigma_j = desviación estándard$ J= registro

$$n = \frac{A^{5/3} S_0^{1/2}}{Q P^{2/3}}$$
[2]

$$n = \left(\frac{P_i(n_i)^{1.5}}{\sum_{i=1}^{m} P_i}\right)^{2/3}$$
[3]

Siendo: n= coeficiente de resistencia al flujo n de Manning

A= área hidráulica S₀=pendiente del canal Q= caudal p=perímetro hidráulico p_i=perímetro del material relacionado con la rugosidad n_i

Seleccionando para cada caso de estudio, pendiente, caudal y determinando la zona de régimen uniforme en el canal, se midieron tirantes y caudales. Aplicando las ecuaciones (2) y (3) se evaluó

el coeficiente n de Manning, relacionándolos con tirantes, caudal y números de Reynolds y Froude, así como, con los parámetros adimensionales Y/b, $\left(\frac{Q}{\sqrt{gb} (b^2)}\right)$. Además, relacionando las funciones adimensionales del coeficiente n de Manning n_{experimental}/n_{prototipo} con Y/b o $\left(\frac{Q}{\sqrt{gb} (b^2)}\right)$, se calcularon los coeficientes por resistencia Kn para estimar el coeficiente n de diseño:

$$n_{\text{modificado}} = K_n(n_{\text{supuesto de manual}})$$
[4]

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La relación entre el tirante Y, el caudal Q y los números de Froude F y Reynolds R con el coeficiente n de Manning se describen en las figuras 1 y 2. Las funciones evidencian que este coeficiente varía por las características y los estados del flujo y modifican el estado actual del conocimiento.



Figura 1. - Variación del coeficiente n de Manning con Y y Q



Figura 2.- Variación de n por Froude y Reynold

Como describe la figura 3, relacionando las funciones adimensionales $\frac{\mathbf{y}}{\mathbf{b}} \mathbf{o} \frac{\mathbf{Q}}{\sqrt{\mathbf{g}\mathbf{b}} \mathbf{b}^2}$ con $n_{adimensional} = (n_{experimental}/n_{normal-prototipo})$, se calcularon intervalos para estimar los coeficientes Kn máximo y mínimo, como presentan las figuras 4 y 5.



Figura 3.- Intervalos entre n_{adimensional} con (Y/b)



Figura 4.- Coeficiente Kn_{maxi}- Kn_{mínimo} por variación de Y/b



Figura 5.- Variación de Kn_{màximo}- Kn_{mínimo} por características hidrodinámicas

Correlacionando para los mismos intervalos de los adimensionales descritos en la figura 4, se calcularon los modelos del coeficiente Kn en función de parámetros adimensionales hidrodinámicos y geométricos, para Kn máximos y mínimos:

$$K_{n\,maximo\,/minimo} = -60.384 \left(\frac{Q}{\sqrt{gb}\,(b^2)}\right)^3 + 31.051 \left(\frac{Q}{\sqrt{gb}\,(b^2)}\right)^2 - 5.8874 \left(\frac{Q}{\sqrt{gb}\,(b^2)}\right) \pm 1.3999$$
[5]

$$K_{n\ m\acute{a}ximo/mínimo} = 3.3942 \left(\frac{Y}{b}\right)^2 - 2.845 \left(\frac{Y}{b}\right) \pm 1.5939$$
 [6]

Dónde: Q, b y Y se definieron anteriormente.

Los coeficientes Kn calculados por intervalos selectivos y en función de las características tanto por la relación adimensional tirante/ancho como por las características hidrodinámica Q / (((gb)**1/2) * b**2) se presentan en las tablas 1 y 2.

Característica	Coeficiente Kn (adimensional)			
Q / ((((gb)**1/2) * b**2)	Kn máximo	Kn normal	Kn mínimo	
0.035	1.23	1.112	1.00	
0.055	1.16	1.043	0.93	
0.075	1.11	0.990	0.87	
0.095	1.07	0.952	0.83	
0.105	1.05	0.937	0.82	
0.125	1.03	0.914	0.80	
0.145	1.01	0.898	0.78	
0.165	1.00	0.885	0.77	
0.175	1.00	0.880	0.76	

Tabla 1.- Coeficiente de modificación de "n" por característica hidrodinámica

Tabla 2.- Coeficiente de modificación de "n" por característica del flujo Y/b

Característica	Coeficiente Kn (adimensional)			
Y/b	Kn máximo	Kn normal	Kn mínimo	
0.15	1.24	1.13	1.01	
0.19	1.18	1.06	0.94	
0.23	1.12	1.00	0.88	
0.27	1.07	0.96	0.84	
0.31	1.04	0.92	0.80	
0.35	1.01	0.90	0.78	
0.39	1.00	0.88	0.77	
0.41	1.00	0.88	0.76	

Los modelos se relacionaron con el coeficiente $n_{calculado de manual}$ para calcular el coeficiente n de Manning modificado $n_{modificado}$ con la ecuación [4].

Los modelos [5], [6] y [4] modifican el valor del coeficiente n de Manning por la hidrodinámica del flujo y son relacionable con cualquier material, considerando el coeficiente n seleccionado por el material.

La modificación del coeficiente n de Manning impacta alrededor del 10% en la capacidad de transporte del canal, optimiza costos y dimensionamiento, aportando a un nuevo conocimiento hidráulico.

CONCLUSIONES

El coeficiente n de Manning para el régimen subcritico no solo depende del material sino, de la hidrodinámica y estados del flujo como $\frac{Y}{b}$, $\frac{Q}{\sqrt{gb}b^2}$, *F*, *R*. La evaluación de la variación aporta al

nuevo conocimiento.

El coeficiente de resistencia Kn cuantifica como varía el coeficiente n de Manning con el flujo, determinando coeficientes $n_{modificado"}$ o $n_{diseño}$ de acuerdo a la hidrodinámica e impacta técnica y económicamente en el diseño.

El coeficiente de Manning n_{modificado}, impacta alrededor del 10% en el caudal de diseño.

Los modelos validados con el método científico, se generaron con nivel de confiabilidad que excede el 95.5%, teniendo flexibilidad de input para diseñar, sea por cálculo inicial del tirante Y o la relación $\frac{Q}{\sqrt{gb} b^2}$.

REFERENCIAS

CHANSON, H. (2002) Hidráulica del flujo en canales abiertos. McGraw-Hill. Bogotá, Colombia.

- CHOW, V. T. (1994) Hidráulica de los canales abiertos. McGraw-Hill, Interamericana S.A. Santa Fe, Bogotá Colombia.
- FRENCH, R. (1993) Hidráulica de canales abiertos. McGraw-Hill/Interamericana de México.
- LEÓN, A. ESTOPIÑAN, A. (1989) Hidráulica de Canales. Editorial Pueblo y Educación. La Habana, Cuba.
- NAUDASCHER, E. (2002) Hidráulica de canales: Diseño de estructuras. Limusa. México.
- **OSÍO, M. VALENCIA, F. ET AL**. (1992) Cálculo del coeficiente de rugosidad de "n" de Manning en los grandes ríos de Venezuela. Ingeniería UC. Facultad de Ingeniería. Universidad de Carabobo. Valencia, Venezuela.
- **ROMAN, J.** (2014) Trabajo Del Coeficiente de Rugosidad de Manning FINAL Cargado a https://es.scribd.com/document/234427534/Trabajo-Del-Coeficiente-de-Rugosidad-de-Manning-FINAL. Julio 19, 2014

SIMON, A. (1986) Hidráulica Práctica. Editorial LIMUSA, S. A. México 1, D.F.

SOTELO, G. (2002) Hidráulica de canales, Volumen 2. UNAM Facultad de Ingeniería. México.

DESARROLLO DE UNA MATRIZ MULTICRITERIO PARA LA TOMA DE DECISIONES CONDUCENTE A LA REMOCIÓN DE PRESAS

Martínez Gallo Valentina A., Tejera Cañizales Antonio J., Marcano González Arturo L.

Escuela de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad Católica Andrés Bello, Extensión Guayana, Puerto Ordaz, Estado Bolívar, Venezuela Tel. +58(414)0518958

arturomarcan1@gmail.com, valentinandreamg@gmail.com, ajtc09@gmail.com

RESUMEN:

Todo aquel que tiene conocimientos acerca de obras hidráulicas como lo son las presas, sabe que éstas, a pesar de generar grandes beneficios, alteran también el ecosistema del rio en el que están localizadas. En el presente, la conservación del ambiente se ha convertido en un tema importante, por esta razón surge la necesidad de aplicar un proceso denominado remoción de presas, el cual actualmente es muy utilizado alrededor del mundo y consiste en retirar parcial o totalmente una presa con el fin de obtener beneficios. Dado lo anterior, surge el principal objetivo de la investigación, con el cual se desarrolla una matriz multicriterio para la toma de decisiones conducente a la remoción de presas. El desarrollo de la investigación se llevó a cabo en primer lugar con la preparación de una base de datos de presas removidas en los Estados Unidos, para en ella compilar el estado del arte de la remoción de presas y proceder al análisis del mismo. En segundo lugar, se determinaron los criterios considerados en los proyectos de remoción de presas consolidados en el mundo y se establecieron los parámetros a considerar a la hora de elaborar un proyecto de remoción de presas. En tercer lugar, se desarrolló la matriz multicriterio y se aplicó a un caso práctico como lo es la Microcentral La Ciudadela ubicada en el Estado Bolivar en Venezuela, para finalizar con una actualización del inventario de presas de Venezuela con el fin de listar los posibles casos de estudio en el país.

ABSTRACT:

Anyone who has knowledge about hydraulic works such as dams, knows that these, despite of generating great benefits, also alter the ecosystem of the river in which they are located. In the present, the conservation of the environment has become an important issue, for this reason the need to apply a process called dam removal arises, which is currently widely used around the world and involves the partial or complete withdrawal of a dam with the purpose of obtaining benefits. Given the above, the main objective of the investigation arises, with which a multi-criteria matrix for decision-making leading to the removal of a dam is developed. The development of the investigation was carried out in the first place with the preparation of a data base of dams removed in the United States, in order to compile the state of the art of the dam removal and proceed to the analysis of it. Secondly, the criteria considered in the projects of dam removal consolidated in the world were determined and the parameters to be considered when preparing a project of dam removal were established. Third, the multi-criteria matrix was developed and applied to a practical case such as Microcentral La Ciudadela located in the Bolivar State in Venezuela, to finish with an update of the Venezuelan dam inventory in order to list the possible case studies in the country.

PALABRAS CLAVES: Remoción de presas; matriz multicriterio; restauración ecológica; toma de decisiones; obsolescencia; continuidad fluvial; criterios.

INTRODUCCIÓN

Las presas son estructuras construidas en su mayoría de concreto y de mezclas de materiales sueltos y, debido a su constante exposición a agentes físicos naturales como el agua, el viento y el sol, sufren de un deterioro progresivo, por lo cual se estima que poseen una vida útil de alrededor de 50 años, ameritando además un constante mantenimiento y control de su estructura.

Actualmente la cantidad de presas existentes en el mundo que han excedido su vida útil es cada vez mayor y esto implica que las mismas aumentan su riesgo de sufrir incidentes o fallas, así como también en casos donde el mantenimiento es escaso, pueden sufrir de problemas de sedimentación y los costos necesarios para mitigar su impacto ambiental se elevan.

De ahí surgen las primeras iniciativas de remoción de presas, el cual se refiere a un proceso que consiste en demoler la estructura de una presa permitiendo que el río fluya libremente en su cauce original, bien sea debido a los impactos ecológicos que las presas desencadenan, riesgos en la integridad de la presa y por consiguiente en la seguridad de las poblaciones aledañas, elevados costos de mantenimiento o que simplemente la estructura se ha vuelto innecesaria, lográndose con su remoción la restauración ecológica del sitio de presa a su estado natural.

Países como los Estados Unidos, España, Francia y Suecia, lideran actualmente los movimientos que promueven la remoción de barreras innecesarias y la restauración fluvial, sin embargo, en países de Latinoamérica como por ejemplo Venezuela, este tema es escasamente abordado debido a las grandes inversiones que implican su aplicación, a pesar de la amplia cantidad de presas existentes en el país, de las cuales algunas se encuentran en estado de abandono.

Por lo tanto, la generación de directrices que puedan servir de guía en la toma de decisiones conducente a la remoción de una presa se convierte en un tema importante, basadas en la experiencia mundial, para su posterior aplicación en alguna presa cuyo diagnóstico de como resultado la necesidad de evaluar su posible remoción y que a su vez permitan facilitar el procedimiento que conlleva la planificación de este tipo de proyectos pese a la inexistente experiencia en la mayoría de los países de Latinoamérica.

ANALISIS DEL ESTADO DEL ARTE DE LA REMOCION DE PRESAS

La investigación se inicia con la preparación de una base de datos de las presas removidas en los Estados Unidos a través de los años, indicando en ella los criterios de mayor relevancia, los cuales son fundamentales para explicar el estado del conocimiento actual acerca de dicha temática.

Debido a la gran cantidad de presas antes mencionadas, alrededor de 1384 presas, fue necesario trabajar la base de datos con una muestra representativa que permitiera reflejar, con la mayor precisión posible, el comportamiento del grupo total de proyectos de remoción.

Con la finalidad de determinar el tamaño de la muestra representativa, fue necesario aplicar la fórmula propuesta por Spiegel y Stephens (2005) para poblaciones finitas, es decir cuando se conoce el tamaño de la muestra a estudiar, lo cual aumenta la precisión del tamaño de la muestra.

Tras la determinación del tamaño de la muestra, resultando en 109 presas, se procedió a preparar la base de datos, tomando como prioritarias las presas de las cuales se posee la mayor cantidad de información, esto con el fin de lograr una comparación más acertada de los criterios considerados en su remoción.



Figura 1.- Voladura de la presa Robledo de Chavela en Madrid.

DETERMINACION DE LOS CRITERIOS CONSIDERADOS EN LOS PROYECTOS DE REMOCION DE PRESAS CONSOLIDADOS EN EL MUNDO

A través del análisis del estado del arte de la remoción de presas, fue posible evaluar cuáles han sido los criterios determinantes en los proyectos de remoción de presas consolidados en el mundo. Esto quiere decir que existen una serie de criterios que condicionan el proceso de toma de decisiones de la remoción de una presa y serán éstos a los cuales se centra el desarrollo de la matriz multicriterio.

A continuación, se exponen los criterios determinados tras el estudio del estado del arte de la remoción de presas:

- Ecológico: Considerado el criterio de mayor importancia debido a que es éste el principal motivo de remoción de presas alrededor del mundo. En él se encuentran incluidos los criterios correspondientes a la acumulación de sedimentos en los embalses, la desmejora de la calidad del agua tanto de los embalses como aguas abajo de las presas y el bloqueo de la migración de peces.
- De seguridad: Este criterio abarca la presencia de riesgo de falla en la presa, incidentes que no han podido ser controlados mediante otros métodos, altos riesgos relacionados a actividad sísmica y altas probabilidades de inundaciones.
- Económico: El criterio económico abarca las situaciones en las que los costos de control y mantenimiento de una presa sobrepasan los beneficios económicos generados por mantenerla operativa, los mismos incluyen el mantenimiento general de la estructura y en ocasiones de los sedimentos acumulados tras ella. La mayoría de las veces estos costos superan a los beneficios económicos de mantener operativa la presa, así como los costos de remoción de la presa y es por eso que se opta por dicha solución.
- De obsolescencia: Este criterio abarca las presas que no cumplen con el propósito por el cual fueron construidas, bien sea debido a su sustitución por una nueva infraestructura en el río o porque el servicio que prestan ya no es necesario.
- Social: Este criterio incluye los beneficios que pueden ser recibidos por las poblaciones aledañas a la presa removida, dentro de los cuales se encuentran las oportunidades de recreación (pesca, actividades deportivas, turismo, entre otras). Así como también, los casos en los cuales dichas poblaciones muestran una oposición ante la posibilidad de remover una estructura, estos casos han estado relacionados con presas que representan un valor histórico para la población en la cual se encuentran.
- Legal: Abarca las presas que ameritan su remoción debido a que las mismas son consideradas "presas no autorizadas" es decir, presas que fueron construidas sin los

permisos requeridos o bajo normativas no actualizadas, convirtiéndolas en estructuras ilegales que, al generar algún impacto al ecosistema o presentar algún incidente, deben ser removidas.



Figura 2.- Método general para tomar decisiones sobre la remoción de presas. Adaptado de Dam Removal Science and Decision Making, (p. 95), por The Heinz Center, 2002, Estados Unidos.



Figura 3.- Martillo hidráulico en funcionamiento trabajando en la excavación del arco de concreto de la presa Glines Canyon en el río Elwha.

ESTABLECIMIENTO DE LOS PARAMETROS A CONSIDERAR A LA HORA DE ELABORAR UN PROYECTO DE REMOCION DE PRESAS

Los criterios anteriormente expuestos a su vez pueden ser desglosados en parámetros que son imprescindibles conocer a la hora de emprender un proyecto de remoción de presas, en este caso listados como indicadores, los cuales por medio de la aplicación de la matriz multicriterio permiten determinar si es recomendable la remoción de la presa o no.

A continuación, se presenta un ejemplo de los parámetros correspondientes a cada criterio, los mismos divididos a su vez en los conducentes a remover la presa y los correspondientes a conservar la presa, esto debido a que existen condiciones que no hacen viable la remoción de una presa las cuales son importantes tener en cuenta para evitar que dicho procedimiento afecte el entorno de la presa aún más que los problemas iniciales por los cuales se consideró la remoción:

Ecológico			
Remover la presa	Conservar la presa		
El embalse se encuentra colmatado o los sedimentos han sobrepasado el volumen muerto, siendo su tratamiento o extracción no viable.	Los sedimentos acumulados tras la presa son tóxicos y su tratamiento o extracción es viable.		
La calidad del agua del río se ve afectada (temperatura, niveles de oxígeno disuelto, niveles de toxinas, salinidad, etc.)	El río aguas abajo de la presa no tiene la capacidad para recibir la descarga de sedimentos acumulados.		
La migración de especies se encuentra bloqueada.	La remoción de la presa conducirá a una pérdida del área del humedal.		
La remoción de la estructura ayudará a recuperar especies amenazadas o en peligro de extinción.	Se han producido otros cambios en el río además de la presa que su remoción no logrará los objetivos deseados de restauración del ecosistema.		
Las costas se ven afectadas debido a la escasez de sedimentos transportados.	La remoción de la presa permitiría la propagación de especies indeseables.		
La remoción de la presa conducirá a una ganancia del área del humedal.	Se debe diseñar un nuevo canal, es decir el río no puede encontrar naturalmente su propio canal.		
La remoción de la presa logrará la restauración del ecosistema.			
La escasez de sedimentos aguas abajo de la presa afecta la vida acuática.			

Tabla 1.- Indicadores correspondientes al criterio ecológico.

DESARROLLO DE LA MATRIZ MULTICRITERIO

Una vez determinados los criterios a considerar en la matriz de toma de decisiones y establecidos los parámetros que subdividen los mismos, se procedió a establecer un sistema de puntuación de tipo escala general para cada uno de ellos basado en los estudios profundos previamente realizados, el cual permite establecer la importancia de cada indicador dentro de su respectivo criterio, es decir cuánto influye cada indicador al momento de decidir si se debe remover una presa o no.

A continuación, se describe el sistema de puntuación escogido, según su importancia en la toma de decisiones:

Tabla 2.- Sistema de puntuación de tipo escala general para los indicadores de cada criterio.

Importancia	Puntuación
Poco importante	1
Medianamente importante	2
Importante	3
Muy importante	4
Extremadamente importante	5

Seguido a esto, se procede a asignar la puntuación correspondiente a cada indicador, dependiendo de la importancia de cada uno a la hora de decidir si se debe remover la presa.

Con el fin de determinar la ponderación que tendrá cada criterio en el proceso de toma de decisiones de la matriz, se utilizó el método desarrollado por Thomas L. Saaty en 1980 denominado Proceso de Análisis Jerárquico (AHP por sus siglas en inglés), el cuál Saaty (1990), define como "Un enfoque de toma de decisiones multicriterio en el que los factores se organizan en una estructura jerárquica." (p. 9)

La estructura jerárquica correspondiente a la toma de decisiones en estudio, se presenta en la Figura 2.



Figura 4.- Estructura jerárquica del AHP.



Figura 5.- Antes y después de la remoción de la presa Condit en el rio White Salmon.

La siguiente etapa consiste en establecer la prioridad relativa de cada criterio, lo cual se determina comparando por pares la contribución de cada elemento a un nivel inferior en términos de los criterios o elementos (Macharis, Springael, De Brucker y Verbeke, 2004, p. 310).

Es decir, el primer paso de esta etapa consiste en comparar cada criterio por pareja utilizando una escala del 1 al 9 según la importancia relativa de uno sobre otro en el proceso de toma de decisiones, dicha comparación es plasmada en una matriz cuadrada denominada Matriz de Saaty. Cabe destacar que, cuando un criterio se compara con sí mismo el valor que se debe plasmar es igual a 1.
A continuación, se presenta la matriz de Saaty obtenida tras realizar la comparación de los criterios influyentes en la decisión de remover una presa, los cuales fueron determinados anteriormente, dicha comparación se basó en el previo análisis exhaustivo del estado del arte de la remoción de presas realizado por los investigadores:

Referencia	Criterios	CR-1	CR-2	CR-3	CR-4	CR-5	CR-6
CR-1	Ecológico	1	5	1	5	5	3
CR-2	Económico	0.2	1	1	2	3	1
CR-3	De seguridad	1	1	1	5	2	2
CR-4	CR-4 Obsolescencia		0.5	0.2	1	0.5	0.5
CR-5	Social	0.2	0.3	0.5	2	1	0.5
CR-6	Legal	0.3	1	0.5	2	2	1

 Tabla 3.- Matriz de Saaty para la remoción de presas.

La comparación de los criterios, fue realizada con base al estado del arte previamente compilado y analizado, resultando ser el criterio ecológico el de mayor importancia, esto debido a que representa el principal motivo de remoción de presas alrededor del mundo y dado que la mayor restauración generada tras la remoción de una presa es de tipo ecológica.



Figura 6.- Trabajadores miran desde aguas abajo la remoción de la Presa de San Clemente en Carmel Valley, California.

Seguido a esto, se procede a determinar las ponderaciones de cada criterio o matriz de prioridades a través de la sintetización de la matriz de Saaty, Hurtado y Bruno, (2005) describen este proceso en tres sencillos pasos:

Paso 1: Sumar los valores en cada columna de la matriz de comparaciones pareadas.

Paso 2: Dividir cada elemento de tal matriz entre el total de su columna; a la matriz resultante se le denomina matriz de comparaciones pareadas normalizada.

Paso 3: Calcular el promedio de los elementos de cada renglón de las prioridades relativas de los elementos que se comparan.

				-	-		
Referencia	Criterios	CR-1	CR-2	CR-3	CR-4	CR-5	CR-6
CR-1	Ecológico	0.345	0.568	0.238	0.294	0.37	0.38
CR-2	Económico	0.069	0.114	0.238	0.118	0.22	0.13
CR-3	De seguridad	0.345	0.114	0.238	0.294	0.15	0.25
CR-4	Obsolescencia	0.069	0.057	0.048	0.059	0.04	0.06
CR-5	Social	0.069	0.034	0.119	0.118	0.07	0.06
CR-6	Legal	0.103	0.114	0.119	0.118	0.15	0.13

Tabla 4.- Matriz normalizada.

Tras la determinación de la matriz normalizada, se procede a determinar la matriz de prioridades o ponderaciones de cada criterio en la toma de decisiones, esto de la manera antes descrita, promediando cada fila de la matriz normalizada:



 Tabla 5.- Matriz de prioridades.

Figura 7.- Ponderaciones obtenidas para los criterios de remoción de presas.

Como última etapa del proceso de análisis jerárquico se encuentra la verificación de la consistencia, la cual consiste en medir el grado de consistencia de los valores escogidos por los investigadores en las comparaciones pareadas, esto con la finalidad de conocer si el grado de confiabilidad de las importancias asignadas a la matriz es aceptable y se puede proceder al proceso de toma de decisiones, de lo contrario el investigador debe reconsiderar sus juicios en las comparaciones antes de continuar con el proceso.

El grado de consistencia (RC) se calcula a través de la siguiente ecuación:

$$RC = \frac{IC}{IA}$$
[1]

Dónde IC corresponde al índice de consistencia e IA al índice de consistencia aleatorio. Los mismos se obtienen de la siguiente forma:

$$IC = \frac{(\lambda_{max} - n)}{n - 1}$$
[2]

En dónde:

$$\lambda_{max} = \sum (\sum a_n * w_n)$$
 [3]

- a_n corresponde a la suma por columna de la Matriz de Saaty anteriormente presentada.
- w_m corresponde a los valores de la Matriz de Prioridades.
 - Y "n" corresponde al número de criterios considerados en la aplicación del proceso AHP.

El índice de consistencia aleatorio corresponde a un valor constante que depende del número de criterios considerados en la matriz y el mismo se toma de la siguiente tabla:

Tabla 6 Índices de consistencia aleatorios.										
N° de criterios	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
IA	0.00	0.00	0.58	0.90	1.12	1.24	1.32	1.41	1.45	1.49

Tras la aplicación de las ecuaciones anteriormente descritas se logró obtener el índice de consistencia correspondiente a las importancias consideradas por los investigadores en la Matriz de Saaty.

Tabla 7.- Resultados del índice de consistencia.

A max	6.31076
IC	0.062151797
IA	1.24
RC	0.050122417

Si el índice de consistencia resulta menor a 0.10 la consistencia se considera aceptable, de lo contrario si es mayor a 0.10 se considera que existe una inconsistencia en las comparaciones de la matriz previamente realizadas. (Hurtado y Bruno, 2005, p. 11)

El índice de consistencia de las comparaciones pareadas en la Matriz de Saaty resultó ser menor a 0.10 por lo tanto, se considera que el juicio de los investigadores en las mismas fue acertado y les aportó confiabilidad a las ponderaciones determinadas mediante dichas comparaciones.

Como último paso para lograr el desarrollo de la matriz multicriterio, se procedió al armado de las planillas de evaluación, basados en la metodología desarrollada por Fuentes y Morales (2017). Dichas planillas permitieron agrupar los indicadores correspondientes a cada criterio con su respectiva puntuación y ponderación, con el fin de realizar la evaluación de una forma más ordenada.

A continuación, se presenta un ejemplo de las planillas de evaluación las cuales además de estar conformadas por los distintos indicadores correspondientes a cada criterio a su vez se encuentran subdivididas en las categorías conducentes a la remoción o conservación de la presa:

Fabla 8 Planilla de evaluación CR-2.	Categoría: Remover la	presa.
---	-----------------------	--------

Criterio: Económico							
Referencia: CR-2	Categoría: Remover la presa						
Puntos totales: 26	Ponderación: 15%	Ponderación: 15%					
	Puntos	Marca de verificación					
Las tierras restauradas tras la ren usuarios.	noción serán beneficiosas para el propietario o los	3					
Los costos de control y mantenin							
Los costos de adecuación y mode de seguridad mínimos no pueden	5						
Los beneficios económicos que g mantenimiento de la misma.	5						
Los servicios proporcionados por alternativos.	3						
Existe el financiamiento necesari	4						
La remoción de la presa tendrá u provenientes de la recreación.	1						
TOTAL							

Tras el armado de las planillas de evaluación que servirán de apoyo en el proceso de toma de decisiones referente a la remoción de presas, se hizo indispensable la descripción de los lineamientos necesarios a seguir para lograr la aplicación exitosa de dicha matriz, los cuales se presentan a continuación:



POSIBLES CASOS DE ESTUDIO EN VENEZUELA

Si bien a través de una entrevista previamente estructurada y realizada a un grupo de expertos en presas en Venezuela, se logró conocer que existen al menos siete presas candidatas a ser removidas en el país, destacó entre ellas la presa denominada La Ciudadela, ubicada sobre el río Aponguao, en la cuenca del río Caroní, al Sureste de Venezuela, sobre la cual existe un proceso de toma de decisiones por parte de su propietario. Este caso de estudio, constituye un ejemplo inmejorable de aplicación de la matriz multicriterio, con el fin de determinar el destino de la presa, siendo este tipo de evaluación una iniciativa pionera en Venezuela.

Presa	Año de construcción	Ubicación	Río	Тіро	Altura (m)	Longitud (m)	Capacidad de almacenamiento a nivel normal (m3)	Propósito
Petaquire	1929	Dto. Federal	Río Petaquire	Relleno hidráulico	45.5	220	2.7x10^6	Energía Hidroeléctrica Abastecimiento
Játira – Tacarigua	1971	Edo. Falcón	Río Tocuyo	Homogénea Arcilla	7.2 y 6	1,164 y 5,013	58.17x10^6	Abastecimiento Riego
Guaremal	1973	Edo. Yaracuy	Río Diego y Quebrada Guaremal	Tierra y enrocado compactado	28	450	3.95x10^6	Control de inundaciones Abastecimiento
Santa Rosa	1976	Edo. Guárico	Río Guaribote	Tierra y enrocado compactado	20	350	42x10^6	Abastecimiento Riego
Matícora	1978	Edo. Falcón	Río Matícora	Tierra y enrocado compactado	48	600	452,000,000	Riego Control de inundaciones Abastecimiento
Pedregal	1978	Edo. Falcón	Río Pedregal	Tierra y enrocado compactado	40	250	142.5x10^6	Abastecimiento Riego Control de inundaciones
La Ciudadela – Luepa Gran Sabana	1994	Edo. Bolívar	Río Aponwao	Mampostería	12	-	-	Energía Hidroeléctrica

Tabla 9.- Presas candidatas a ser removidas en Venezuela.

La microcentral La Ciudadela está localizada en el sector Luepa, en La Gran Sabana, Estado Bolívar, sobre el río Aponguao, Venezuela. Construida en el año 1994, es del tipo mamposteria, con una altura de 14 metros. Contempla la formación de un pequeño embalse, con todas sus obras y elementos de control de flujo. Desde su puesta en servicio suple de energía eléctrica al Fuerte Mariano Montilla, así como a los campamentos de Edelca e Imparques. Actualmente, dado que el servicio prestado fue sustituido por una línea de alta tensión, la presa continua en pie, pero sin prestar servicio alguno.



Figura 8.- Estructura aguas abajo de la presa La Ciudadela en Luepa, La Gran Sabana.

Tras el cumplimiento de los lineamientos a seguir para lograr la correcta aplicación de la matriz multicriterio, se estableció que la decisión recomendada a implementar es la de remover la presa La Ciudadela.

Debido a que la microcentral La Ciudadela, además de no cumplir con el propósito por el cual fue construida, se encuentra ubicada en las inmediaciones del parque nacional Canaima, constituido en ABRAE (Área Bajo Régimen de Administración Especial), de singular valor ambiental y recreativo.

La ubicación de la presa en estudio hace que las oportunidades de recreación y aprovechamiento de las tierras tras la remoción de la estructura, generen beneficios de gran valor para el Estado y las comunidades adyacentes, la restauración ecológica que genera un aporte de revitalización al parque.

Por último, la inversión realizada en el proyecto de remoción de la estructura y de restauración del sitio, lograría disminuir los futuros costos de mantenimiento y control que genera la presa aun estando fuera de servicio.

CONCLUSIONES

Es imperativo destacar que, en cualquiera de las decisiones que arroje la matriz sea la de remover la presa o la de conservarla, se recomienda llevar a cabo un estudio más profundo del caso en cuestión con el fin de proceder a la ejecución del proyecto final. Esto debido a que el alcance del resultado de la aplicación de la matriz multicriterio presentada, permitirá inducir la decisión de remover o conservar una presa con base al análisis de los criterios considerados a la hora de determinar si la remoción de la estructura representa la solución más factible y la asignación del puntaje por expertos representantes de cada área en estudio.

El desarrollo de la matriz a aplicar, requiere el juicio experto de cada uno de los accionistas del proyecto en cuestión y el enfoque en la escogencia de los criterios y sus asignaciones de valoración, bajo un ambiente de equidad y objetividad.

La consideración detallada y minuciosa de cada criterio durante el proceso de evaluación, es indispensable ya que la ponderación de cada uno en el proceso de toma de decisiones ya fue establecida mediante el desarrollo de la matriz, por lo tanto, al darle mayor atención a la evaluación de un criterio que a otro se genera una incertidumbre en el resultado de la matriz.

La obtención de resultados confiables por medio del uso de la matriz multicriterio presentada, se encuentra asociado a la participación de expertos pertenecientes a cada ámbito o asociado a cada criterio principal: ecológico, económico, de obsolescencia, de seguridad, social y legal; balanceados adecuadamente con el fin de generar resultados razonablemente válidos.

REFERENCIAS

Aadland, L. y Katopodis, C. (2006). Effective dam removal and river channel restoration approaches. International Journal of River Basin Management.

Alonso, C., Baeza, D., Gortázar, J., De Stefano, L. y Schmidt, G. (2009). Liberando ríos Propuestas de WWF para el desmantelamiento de presas en España. España: WWF.

Bowman, M., Higgs, S., Maclin, E., McClain, S., Sicchio, M., Souers, A., Johnson, S. y Graber, B. (2002). Exploring Dam Removal, A Decision-Making Guide. Estados Unidos: American Rivers y Trout Unlimited.

Brufao, P. (2006). Demolición de presas y otras obras hidráulicas: Herramienta indispensable para la restauración de nuestros ríos y humedales. España: AEMS Ríos con vida.

Centro de Generación – Región Sur Microcentrales Hidroeléctricas Alto Caroní. (2011). Evaluación de escenarios para la operación futura de la MCH La Ciudadela. Venezuela: CORPOELEC, Empresa Eléctrica Socialista. **Fuentes, C. y Morales, V.** (2017). Factibilidad técnica de implementación de medidas de sustentabilidad ambiental en la edificación residencial unifamiliar existente. Caso de estudio. Trabajo Especial de Grado, Universidad Católica Andrés Bello Guayana, Venezuela.

ICF Consulting (2005). A Summary of Existing Research on Low-Head Dam Removal Projects. Estados Unidos: American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Standing Committee on the Environment.

Macharis, C., Springael, J., De Brucker, K. y Verbeke, A. (2004). PROMETHEE and AHP: The design of operational synergies in multicriteria analysis. Strengthening PROMETHEE with ideas of AHP. European Journal of Operational Research. N° 224. Páginas 307-317

Saaty, T. (1990). How to make a decision: The Analytic Hierarchy Process. European Journal of Operational Research. N° 48. Páginas 9-26

Martínez, V. y Tejera, A. (2018). Desarrollo de una matriz multicriterio para la toma de decisiones conducente a la remoción de presas. Trabajo Especial de Grado, Universidad Católica Andrés Bello Guayana, Venezuela.

The H. John Heinz III Center for Science, Economics and the Environment. (2002). Dam Removal Science and Decision Making. Estados Unidos: The H. John Heinz III Center for Science, Economics and the Environment.