



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Dpto. de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente

Desarrollo de una metodología computacional para el
análisis y evaluación de la Battle for Intermittent Water
Supply.

Trabajo Fin de Máster

Máster Universitario en Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente

AUTOR/A: Delgado Sandoval, Gustavo

Tutor/a: Iglesias Rey, Pedro Luis

Cotutor/a: Martínez Solano, Francisco Javier

CURSO ACADÉMICO: 2021/2022

Trabajo Fin de Máster

DESARROLLO DE UNA METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE LA “BATTLE OF INTERMITTENT WATER SUPPLY”

Intensificación: *HIDRÁULICA URBANA*

Autor:

GUSTAVO ALONSO DELGADO SANDOVAL

Tutor:

DR. PEDRO L. IGLESIAS REY

Cotutor/es:

DR. F. JAVIER MARTINEZ SOLANO

SETIEMBRE, 2022



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

máster en ingeniería
hidráulica y medio ambiente
mihma

Dedicatoria

A mis padres Adela y Gustavo, y mi hermana Claudia por su constante apoyo y cariño a pesar de la distancia. A mi esposa Sarahí por su gran amor, aliento y motivación para ser mejor persona y profesional. También quisiera agradecer a mis amigos del Máster de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente por su cálida amistad, que hicieron mucho mejor mi estancia en Valencia. Además, quisiera agradecer a mis tutores Dr. Pedro Iglesias y Dr. Javier Martínez por estar siempre atentos a brindarme sus conocimientos y poder realizar esta tesis. Finalmente, agradecer a los demás profesores del máster por superar todas mis expectativas en la calidad de enseñanza y enriquecer mis conocimientos profesionales

Resumen Del Trabajo Fin de Máster

Datos del proyecto
Título del TFM en español: Desarrollo de una Metodología para el Análisis y Evaluación de la Battle of Intermittent Water Supply.
Título del TFM en inglés: Development of a methodology for the analysis and evaluation of the Battle of Intermittent Water Supply.
Título del TFM en Valenciano: Desenvolupament d'una Metodologia per a l'Anàlisi i Avaluació de la Battle of Intermittent Water Supply.
Alumno: Gustavo Alonso Delgado Sandoval
Tutor: Dr. Pedro Luis Iglesias Rey
Cotutor/es: Dr. Francisco Javier Martinez Solano
Director experimental:
Fecha de Lectura: Julio, 2022

Resumen
En español (máximo 5000 caracteres)
<p>En la mayoría de los países en vías de desarrollo de América Latina, los servicios de agua potable son deficientes por diversos motivos. Uno de ellos es el suministro intermitente. Este modo de operación no garantiza la calidad del agua y genera una repartición inequitativa del caudal y la presión a los usuarios. Por este motivo, uno de los intereses, es plantear estrategias o metodologías que permitan mejorar los sistemas con suministro intermitente o revertirlos a sistemas de suministro continuo.</p> <p>Con motivo de la 2nd International Conference on Water Distribution System Analysis & Computing and Control in the Water Industry, se va a celebrar la “Batte of the Intermittent Water Supply”. Esta es la Novena edición de la serie de resolución de problemas de redes que comenzaron en 1985. Las ediciones anteriores tuvieron como objetivo diferentes temáticas como la optimización de la red, ubicación de sensores de calidad del agua y calibración de una red de abastecimiento. En esta</p>

ocasión, el desafío del 9th Battle Competition es encontrar la mejor solución para revertir la situación de una red de suministro intermitente a suministro continuo con una cantidad de agua disponible limitada. Una red modelo en EPANET será el punto de partida de la batalla. Habrá una lista de fugas identificadas que se proporcionarán como datos iniciales. El problema supone un abastecimiento de la demanda a través de aljibes o depósitos domiciliarios de techo o a nivel del suelo. Si bien es cierto que, revertir un sistema intermitente a uno continuo es un problema complejo, la batalla se enfoca en las mejoras de infraestructura de la red. Para ello, se dispone de un cierto presupuesto para invertir anualmente, durante un periodo de cinco años. Entre las acciones de inversión a realizar son la detección y reparación de fugas, reemplazo de tuberías, instalación de nuevas válvulas, incremento de capacidad de tanques de almacenamiento, instalación de nuevos equipos de bombeo e instalación de inversores de frecuencia. Finalmente, el plan de acciones e inversiones tomados por los participantes serán evaluados a través de nueve indicadores clave cuya mejor solución será la que maximice la suma de todos estos indicadores.

El objetivo de este documento es desarrollar una metodología para el análisis y evaluación del problema presentado en la Battle for Intermittent Water Supply. Para ello, se va a desarrollar una herramienta en combinación con la Toolkit de Epanet v2.2 que permita adaptar diferentes soluciones presentadas por los participantes de la batalla. La evaluación de las soluciones se realizará en dos etapas; la primera evaluará si las soluciones presentadas por cada participante son válidas o no de acuerdo con las condiciones de la batalla; y la segunda, calcular los indicadores definidos en las instrucciones.

En la primera etapa, dicha herramienta generará el modelo hidráulico con el modelo de fugas planteado por el comité de la batalla y el plan de acciones e inversiones enviado por cada participante. Además, la herramienta realizará una simulación de cada año para verificar el cumplimiento de las condiciones. En la segunda etapa, se realizará el cálculo de los nueve indicadores y se hará una valoración de cada equipo participante.

Finalmente, se realizará un análisis de cada una de las soluciones presentadas para estudiar la metodología y las estrategias utilizadas.

En valenciano (máximo 5000 caracteres)

En la majoria dels països en vies de desenvolupament d'Amèrica Llatina, els serveis d'aigua potable són deficients per diversos motius. Un d'ells és el subministrament intermitent. Aquesta manera d'operació no garanteix la qualitat de l'aigua i genera una repartició inequitable del cabal i la pressió als usuaris. Per aquest motiu, un dels interessos, és plantejar estratègies o metodologies que permeten millorar els sistemes amb subministrament intermitent o revertir-los a sistemes de subministrament continu.

Amb motiu de la 2nd International Conference on Water Distribution System Analysis & Computing and Control in the Water Industry, se celebrarà la "Battle of the Intermittent Water Supply". Aquesta és la Novena edició de la sèrie de resolució de problemes de xarxes que van començar en 1985. Les edicions anteriors van tindre com a objectiu diferents temàtiques com l'optimització de la xarxa, ubicació de sensors de qualitat de l'aigua i calibratge d'una xarxa de proveïment. En aquesta ocasió, el desafiament del 9th Battle Competition és trobar la millor solució per a revertir la situació d'una xarxa de subministrament intermitent a subministrament continu amb una quantitat d'aigua disponible limitada. Una xarxa model en EPANET serà el punt de partida de la batalla. Hi haurà una llista de fugides identificades que es proporcionaran com a dades inicials. El problema suposa un proveïment de la demanda a través d'aljubs o dipòsits domiciliaris de sostre o a nivell del sòl. Si bé és cert que, revertir un sistema intermitent a un continu és un problema complex, la batalla s'enfoca en les millores d'infraestructura de la xarxa. Per a això, es disposa d'un cert pressupost per a invertir anualment, durant un període de cinc anys. Entre les accions d'inversió a realitzar són la detecció i reparació de fugides, reemplaçament de canonades, instal·lació de noves vàlvules, increment de capacitat de tancs d'emmagatzematge, instal·lació de nous equips de bombament i instal·lació d'inversors de freqüència. Finalment, el pla d'accions i inversions preses pels participants seran avaluats a través de nou indicadors clau la millor solució dels quals serà la que maximitze la suma de tots aquests indicadors.

L'objectiu d'aquest document és desenvolupar una metodologia per a l'anàlisi i avaluació del problema presentat en la Battle for Intermittent Water Supply. Per a això, es desenvoluparà una eina en combinació amb la Toolkit de Epanet v2.2 que permeti adaptar diferents solucions presentades pels participants de la batalla. L'avaluació de les solucions es realitzarà en dues etapes; la primera avaluarà si les solucions

presentades per cada participant són vàlides o no d'acord amb les condicions de la batalla; i la segona, calcular els indicadors definits en les instruccions.

En la primera etapa, aquesta eina generarà el model hidràulic amb el model de fugides plantejat pel comitè de la batalla i el pla d'accions i inversions enviat per cada participant. A més, l'eina realitzarà una simulació de cada any per a verificar el compliment de les condicions. En la segona etapa, es realitzarà el càlcul dels nou indicadors i es farà una valoració de cada equip participant.

Finalment, es realitzarà una anàlisi de cadascuna de les solucions presentades per a estudiar la metodologia i les estratègies utilitzades.

En inglés (máximo 5000 caracteres)

In most developing countries in Latin America, drinking water services are deficient for various reasons. One of them is intermittent supply. This mode of operation does not guarantee the quality of the water and generates an inequitable distribution of flow and pressure to users. For this reason, one of the interests is to propose strategies or methodologies to improve intermittent supply systems or revert them to continuous supply systems.

On the occasion of the 2nd International Conference on Water Distribution System Analysis & Computing and Control in the Water Industry, the "Battle of the Intermittent Water Supply" will be held. This is the Ninth edition of the network troubleshooting series that began in 1985. Previous editions had as their objective different topics such as network optimization, location of water quality sensors and calibration of a supply network. On this occasion, the challenge of the 9th Battle Competition is to find the best solution to reverse the situation from an intermittent red supply to a continuous supply with a limited amount of available water. A red model on EPANET will be the starting point of the battle. There will be a list of identified leaks that will be collected as initial data. The problem supposes a supply of the demand through cisterns or domiciliary deposits on the roof or at ground level. While it is true that reverting from intermittent to continuous is a complex problem, the battle is focused on network infrastructure improvements. For this, a certain budget is available to invest annually, for a period of five years. Among the investment actions to be carried out are the detection and repair of leaks, replacement of pipes, installation of new valves, increase in the capacity of storage tanks, installation of new pumping equipment and installation of frequency inverters. Finally, the plan of actions and investments taken by the

participants will be evaluated through nine key indicators whose best solution will be the one that maximizes the sum of all these indicators.

The objective of this document is to develop a methodology for the analysis and evaluation of the problem presented in the Battle for Intermittent Water Supply. To do this, a tool will be developed in combination with the Epanet Toolkit v2.2 that allows adapting different solutions presented by the participants in the battle. The evaluation of the solutions will be carried out in two stages; the first will evaluate whether the solutions presented by each participant are valid or not according to the conditions of the battle; and the second, calculate the indicators defined in the instructions.

In the first stage, this tool will generate the hydraulic model with the leak model proposed by the battle committee and the action and investment plan sent by each participant. In addition, the tool will perform a simulation of each year to verify compliance with the conditions. In the second stage, the calculation of the nine indicators will be carried out and an assessment of each participating team will be made.

Finally, an analysis of each of the solutions presented was carried out to study the methodology and strategies used.

Palabras clave español (máximo 5): Suministro de agua Intermitente, Toolkit, Epanet, BIWS, batallas de los modelos hidráulicos.

Palabras clave valenciano (máximo 5): Subministrament d'aigua Intermitent, Toolkit, Epanet, BIWS.

Palabras clave inglés (máximo 5): Intermittent Water Supply, Toolkit, Epanet, BIWS, Battle of Water Networks.

Contenido

1. Introducción	15
1.1 Las Batallas de las Redes de Agua	17
1.2 Contexto de la BIWS	17
1.3 Objetivos	19
1.3.1 <i>Objetivo General</i>	19
1.3.2 <i>Objetivos Específicos</i>	19
1.4 Estructura del Documento	20
2. Estado del Arte	22
2.1 Antecedentes de las Batallas de las Redes de Agua	22
2.1.1 <i>The Battle of the Water Network Models (1985)</i>	22
2.1.2 <i>The Battle of the Water Sensor Networks (2006)</i>	24
2.1.3 <i>Battle of the Water Calibration Networks (2010)</i>	27
2.1.4 <i>The Battle of the Water Networks II (2012)</i>	29
2.1.5 <i>Battle of Background Leakage Assessment for Water Networks (2014)</i> 32	
2.1.6 <i>Battle of Water Networks District Meter Areas (2016)</i>	34
2.1.7 <i>The Battle of the Attack Detection Algorithms (2017)</i>	37
2.1.8 <i>Battle of Post-disaster Response and Restoration (2018)</i>	39
2.1.9 <i>The Battle of Leakage Detection and Isolation Methods (2020)</i>	42
2.2 Suministro Intermitente de Agua.....	44
2.2.1 <i>Modelos Matemáticos</i>	45
2.2.2 <i>Modelo de Cabrera-Béjar</i>	47
2.3 Modelos de Fugas	51
2.3.1 <i>Representación de fugas en EPANET</i>	53
3. Criterios, Restricciones e Instrucciones de la BIWS	55
3.1 Objetivo	55
3.2 Características del Modelo Hidráulico.....	56
3.3 Asunciones Iniciales	59

3.3.1	<i>Las fuentes de agua</i>	59
3.3.2	<i>La infraestructura</i>	59
3.3.3	<i>Situación inicial de la red</i>	60
3.3.4	<i>Inversiones</i>	61
3.3.5	<i>Pozos de bombeo</i>	63
3.3.6	<i>Sectores de suministro</i>	65
3.3.7	<i>Simulación hidráulica</i>	66
3.4	Modelación de los Elementos de la Red	67
3.4.1	<i>De fugas</i>	67
3.4.2	<i>De tanques domiciliarios</i>	69
3.4.3	<i>De fuentes de suministro</i>	70
3.4.4	<i>De sectores de suministro de agua</i>	70
3.4.5	<i>De depósitos de almacenamiento</i>	71
3.5	Estimación de Costos	72
3.6	Indicadores de Suministro	76
3.7	Presentación de Soluciones	82
4.	Metodología	85
4.1	Descripción de la Metodología	86
4.2	Interpretación del Modelo Hidráulico	91
4.2.1	<i>Problemas con zonas aisladas o desconectadas</i>	91
4.2.2	<i>Problemas con depósitos</i>	93
4.3	Implementación del Modelo de Fugas	96
4.4	Verificación de Acciones y Configuraciones	99
4.5	Verificación del Presupuesto Anual	101
4.6	Verificación del Cumplimiento de Restricciones	103
4.7	Origen de Infracción de Restricciones	106
4.7.1	<i>Debido a modelos de fugas</i>	106
4.7.2	<i>Debido al modo de control de niveles de seguridad de depósitos</i>	108

4.8	Cálculo de Indicadores y Puntuación Final	111
4.8.1	<i>Problemas con indicadores I7, I8 e I9</i>	114
5.	Análisis y Evaluación de las Soluciones.	117
5.1	Presupuesto Anual	118
5.2	Modelos de Fugas Implementados	121
5.3	Cumplimiento de restricciones.....	122
5.4	Análisis de los indicadores.....	126
5.5	Ranking final.....	129
6.	Conclusiones	133
6.1	Conclusiones Alcanzadas.....	133
6.2	Desarrollos Futuros	135
6.3	Indicios de Calidad	135
7.	Bibliografía	136

Índice de figuras

<i>Fig. 1 Proporción de la población que utiliza servicios de agua potable gestionados de forma segura, 2020 (%). Fuente: Progress on household drinking water, sanitation, and hygiene 2000-2020.....</i>	<i>18</i>
<i>Fig. 2 Red Existente Anytown.</i>	<i>23</i>
<i>Fig. 3 Layout Red-1 del BWSN.</i>	<i>26</i>
<i>Fig. 4 Layout Red-2 del BWSN.</i>	<i>26</i>
<i>Fig. 5 Layout C-Town.</i>	<i>28</i>
<i>Fig. 6 Layout D-Town.</i>	<i>31</i>
<i>Fig. 7 Layout de C-Town.</i>	<i>38</i>
<i>Fig. 8 Red B-City. Líneas Punteadas representan los DMAs y H representan los Hospitales. ..</i>	<i>41</i>
<i>Fig. 9 Red L-Town.....</i>	<i>43</i>
<i>Fig. 10 Horas de servicio promedio al día de suministro de agua.</i>	<i>44</i>
<i>Fig. 11 Comportamiento de la demanda con la presión. Representación de la expresión de Wagner.....</i>	<i>47</i>
<i>Fig. 12 Red de distribución modelada en: (a) SWMM para el llenado y vaciado de tuberías y (b) EPANET para el régimen permanente a presión.....</i>	<i>49</i>
<i>Fig. 13 Elementos ficticios añadidos para representar un sistema intermitente en EPANET ...</i>	<i>50</i>
<i>Fig. 14 Representación de fugas en un modelo matemático. Fuente: Estrategias óptimas para la reducción de pérdidas de agua en sistemas de abastecimiento (1994).....</i>	<i>54</i>
<i>Fig. 15 Ubicación de fuentes y depósitos de almacenamientos en E-Town</i>	<i>56</i>
<i>Fig. 16 Variación de caudales en E-Town en 168h</i>	<i>57</i>
<i>Fig. 17 Mapa de elevaciones de la red E-Town.....</i>	<i>58</i>
<i>Fig. 18 Diámetros de tuberías de la red E-Town</i>	<i>58</i>
<i>Fig. 19 Ubicación de válvula de cierre y fugas en una tubería cerrada.</i>	<i>61</i>
<i>Fig. 20 Ubicación de Estaciones de Bombeo en E-Town.....</i>	<i>62</i>
<i>Fig. 21 Curvas porcentuales de la bomba</i>	<i>64</i>
<i>Fig. 22 Ubicación de Válvulas en E-Town (ID/Tipo)</i>	<i>65</i>
<i>Fig. 23 Modelo de fugas sugerido por el comité organizador.</i>	<i>68</i>
<i>Fig. 24 Niveles de seguridad en depósitos propuestos por el comité organizador</i>	<i>72</i>
<i>Fig. 25 Interpolación lineal de longitud de tubería con presión negativa</i>	<i>80</i>

Fig. 26 Estructura de la plantilla de solución de Acciones (Template.xlsx)	83
Fig. 27 Estructura de la plantilla de solución de Inversiones (Template.xlsx)	84
Fig. 28 Procedimiento general para el procesamiento de las soluciones y evaluación de los participantes de la BIWS	86
Fig. 29 Procedimiento de generación de los ficheros anuales INP (en gris: archivo del participante; azul: archivos de la organización; verde: archivos generados)	88
Fig. 30 Diagrama de flujo detallado del procedimiento de implementación de la solución y generación de modelos en formato INP	89
Fig. 31 E-Town con zona G aislada	92
Fig. 32 E-Town con zona G eliminada	92
Fig. 33 Variación del nivel de agua en T1_CO	93
Fig. 34 Caudales de entrada (verde) y salida (rojo) del depósito T1_CO ($\Delta t=1$ hora).....	94
Fig. 35 Detalle de tubería de ingreso en verde (L3245) y salida en rojo (L3246) del depósito T1_CO	94
Fig. 36 Variación de nivel de agua en T2_PL	95
Fig. 37 Caudales de entrada (verde) y salida (rojo) del depósito T1_CO ($\Delta t=1$ minuto)	96
Fig. 38 Tubería inicial L100	97
Fig. 39 Tubería L100 con modelo de fugas	98
Fig. 40 Ventana de la herramienta: Resumen de cumplimiento de restricciones.....	104
Fig. 41 Procedimiento de verificación de restricciones y calificación	105
Fig. 42 Diversos modelos de fugas implementados	107
Fig. 43 Modificaciones a depósitos para control de nivel. (a) Sin modificación. (b) Con modificación.....	109
Fig. 44 Tuberías de ingreso y salida en depósito T1_CO.....	110
Fig. 45 Control de nivel modificando nivel mínimo (0.05) y máximo (3.95).....	110
Fig. 46 Ventana principal de aplicativo para cálculo de indicadores	113
Fig. 47 Variación del indicador I_9 en función del número de nodos cuando sólo uno de ellos tiene un valor distinto de cero del ratio de suministro (SR).	116
Fig. 48 Inversión total de todos los equipos	120
Fig. 49 Inversión total de los siete equipos finalistas.	120

<i>Fig. 50 Tipos de modelos de fugas implementados. (i) implementado por el Comité de la BIWS. (ii) modelo sin “dummy pipes”. (iii) modelo sin válvula de retención. (iv) modelo asignación de fugas en nodo extremo.....</i>	<i>121</i>
<i>Fig. 51 Comparación de modelos hidráulicos (niveles de depósitos T1_CO y T2_PL).....</i>	<i>123</i>
<i>Fig. 52 Depósito T2_PL vaciándose en diferentes instantes en ambos modelos</i>	<i>124</i>
<i>Fig. 53 Depósito T2_PL vaciándose solo en modelo del Comité</i>	<i>125</i>
<i>Fig. 54 Indicadores 1,2,3,4,5,6 y 9 de todos los equipos comparados con el estado inicial de la red base de E-Town.</i>	<i>127</i>
<i>Fig. 55 Inversión y Puntuación Final por equipos</i>	<i>130</i>
<i>Fig. 56 Indicadores normalizados por equipos.</i>	<i>132</i>

Índice de Tablas

<i>Tabla 1 Valores experimentales del exponente de fugas dependiendo del tipo de falla y material.....</i>	<i>52</i>
<i>Tabla 2 Cantidad de elementos de la red E-Town.....</i>	<i>57</i>
<i>Tabla 3 Datos físicos de depósitos de almacenamiento de E-Town.....</i>	<i>57</i>
<i>Tabla 4 Datos de fuentes de E-Town.....</i>	<i>59</i>
<i>Tabla 5 Tuberías cerradas con válvulas de aislamiento en el modelo.....</i>	<i>60</i>
<i>Tabla 6 Características de bombas existentes en E-Town.....</i>	<i>62</i>
<i>Tabla 7 Modelo de bombas disponibles.....</i>	<i>64</i>
<i>Tabla 8 Configuración del modelo hidráulico E-Town.....</i>	<i>67</i>
<i>Tabla 9 Posición y coeficiente de fugas (Ejemplo).....</i>	<i>68</i>
<i>Tabla 10 Catálogo de diámetros permitidos y sus costos por metro lineal.....</i>	<i>74</i>
<i>Tabla 11 Coeficiente según tipo de válvulas.....</i>	<i>75</i>
<i>Tabla 12 Lista de fugas de la tubería L100.....</i>	<i>97</i>
<i>Tabla 13 Incremento del coeficiente de fuga en el tiempo.....</i>	<i>98</i>
<i>Tabla 14 Categorías de cumplimiento de restricciones.....</i>	<i>105</i>
<i>Tabla 15 Resumen de indicadores de suministro.....</i>	<i>111</i>
<i>Tabla 16 Equipos participantes de la BIWS.....</i>	<i>117</i>
<i>Tabla 17 Porcentaje de uso del presupuesto anual por equipos.....</i>	<i>119</i>
<i>Tabla 18 Modelos de fugas implementados por los participantes.....</i>	<i>122</i>
<i>Tabla 19 Cumplimiento de restricciones por equipo.....</i>	<i>125</i>
<i>Tabla 20 Indicadores de suministro de la red base.....</i>	<i>126</i>
<i>Tabla 21 Resultado de Indicadores calculados por el Comité. Verde: valor máximo. Rojo: valor mínimo.....</i>	<i>126</i>
<i>Tabla 22 Indicadores normalizados y puntuación final(A).....</i>	<i>130</i>

1. Introducción

En la mayoría de los países en vías de desarrollo de América Latina, África y Asia los servicios de agua potable son deficientes por diversos motivos. Uno de ellos es el suministro intermitente. Este modo de operación no garantiza la calidad del agua y genera una repartición inequitativa del caudal y la presión a los usuarios. Por este motivo, uno de los intereses, es plantear estrategias o metodologías que permitan mejorar los sistemas con suministro intermitente o revertirlos a sistemas de suministro continuo.

Las batallas de redes de agua son competencias donde participan investigadores y expertos de todo el mundo y se les propone un desafío que consiste en resolver un problema de redes de distribución de agua. Los problemas están relacionados con la optimización de la red, ubicación de sensores de calidad del agua, reducción de fugas, entre otros. Estos desafíos tienen la finalidad de dar a conocer distintos enfoques y métodos para abordar estos problemas y puedan ser aplicados en un problema real.

Con motivo de la 2nd International Conference on Water Distribution System Analysis & Computing and Control in the Water Industry, se va a celebrar la “Batte of the Intermittent Water Supply” (BIWS). Esta es la novena edición de la serie de desafíos de resolución de problemas de redes de agua que comenzaron en 1985. En esta ocasión, el desafío consiste en encontrar la mejor solución para revertir la situación de una red de suministro intermitente a suministro continuo con una oferta de agua limitada. Una red de distribución de agua basada en un modelo real de una ciudad de España será el punto de partida de la batalla. Esta red se ha denominado con el nombre de E-Town. Esta red tiene problemas de baja presión, zonas con pocas horas de suministro y un bajo rendimiento debido a la gran cantidad de fugas. Estas fugas han sido detectadas e identificadas por los gestores del abastecimiento de E-Town los cuales son proporcionados como datos iniciales.

Producto del suministro intermitente y las bajas presiones en la red, los usuarios de E-Town se abastecen a través de aljibes o depósitos domiciliarios de techo o a nivel del suelo.

Si bien es cierto que, revertir un sistema intermitente a uno continuo es un problema complejo, la batalla se enfoca en las mejoras de infraestructura de la red. Para ello, E-Town dispone de un presupuesto fijo para invertir anualmente, durante un periodo de cinco años. Entre las acciones de inversión a realizar son la detección y reparación de fugas, reemplazo de tuberías, instalación de nuevas válvulas, incremento de capacidad de tanques de almacenamiento, instalación de nuevos equipos de bombeo e instalación de inversores de frecuencia.

El plan de intervenciones propuesto por cada participante para resolver este problema serán evaluados a través de nueve indicadores clave. Estos indicadores tienen como objetivo medir la situación de la red de agua como la continuidad del suministro, las presiones, el rendimiento de la red, la equidad del suministro entre los usuarios, etc. La mejor solución será la que maximice la suma normalizada de todos estos indicadores.

El objetivo de este documento es desarrollar una metodología para el análisis y evaluación del problema presentado en la BIWS. Para ello, se va a desarrollar una herramienta basada en la Toolkit de Epanet v2.2 [1] que permita adaptar diferentes soluciones presentadas por los participantes de la batalla.

La evaluación de las soluciones se realizará en dos etapas; la primera evaluará si las soluciones presentadas por cada participante son válidas o no de acuerdo con las condiciones de la batalla; y la segunda, calcular los indicadores definidos en las instrucciones. En la primera etapa, dicha herramienta generará el modelo hidráulico con el modelo de fugas planteado por el Comité de la batalla y el plan de acciones e inversiones enviado por cada participante. Además, la herramienta realizará una simulación de cada año para verificar el cumplimiento de las condiciones. En la segunda etapa, se realizará el cálculo de los nueve indicadores y se hará una valoración de cada equipo participante. Finalmente, se realizará un análisis de cada una de las soluciones presentadas para estudiar la metodología y las estrategias utilizadas.

1.1 Las Batallas de las Redes de Agua

Desde el año 1985, la conferencia “Computers in Water Resources” inició una serie de desafíos relacionados con el análisis, la optimización y la mejora de una determinada red de distribución de agua. Estos desafíos tienen como finalidad reunir a distintos grupos de expertos del mundo académico, empresas de consultoría y empresas de servicios públicos y/o privados a nivel mundial y dar a conocer sus estrategias, enfoques y metodologías para abordar dichos problemas reales.

Cada batalla tiene una temática y condición en particular dependiendo del contexto actual en la que se desarrolla, como la optimización del costo de inversión de la red, sectorización, calibración de una red de abastecimiento, reducción de fugas, soluciones para una red después de un desastre natural, entre otros problemas de carácter real y que tienen aplicación a sistemas nuevos o existentes. Detalles adicionales de cada certamen, se comenta en el Capítulo 2.

El objetivo de la novena edición de la “Battle for Intermittent Water Supply” es establecer la mejor estrategia para la rehabilitación de una red deteriorada, con consumo intermitente por sectores y con usuarios que cuentan con aljibes o depósitos domiciliarios. Esta rehabilitación se realizará con una cantidad limitada de presupuesto a invertir en 5 años. El objetivo es cumplir los criterios para los que se diseñó inicialmente la red: suministro continuo a todos los usuarios y una presión mínima en todos los nodos. Las posibles intervenciones a realizar son la reparación de fugas, la sustitución de tuberías, la instalación de nuevas bombas o la ampliación de la capacidad de los depósitos de almacenamiento.

1.2 Contexto de la BIWS

De acuerdo con las cifras de OMS publicadas en el año 2021 [2], cerca del 70% de la población mundial tiene acceso a servicios del agua potable de manera segura (ver *Fig. 1*), aunque se estima que para el año 2030 aún habrá 1 600 millones de personas sin acceso seguro. Si bien es cierto, que el porcentaje de cobertura se ha incrementado en los países en vías de desarrollo, una cobertura del 100% no asegura un agua de calidad, un servicio continuo, ni un reparto equitativo de la misma entre los usuarios si esta no es operada de manera correcta.

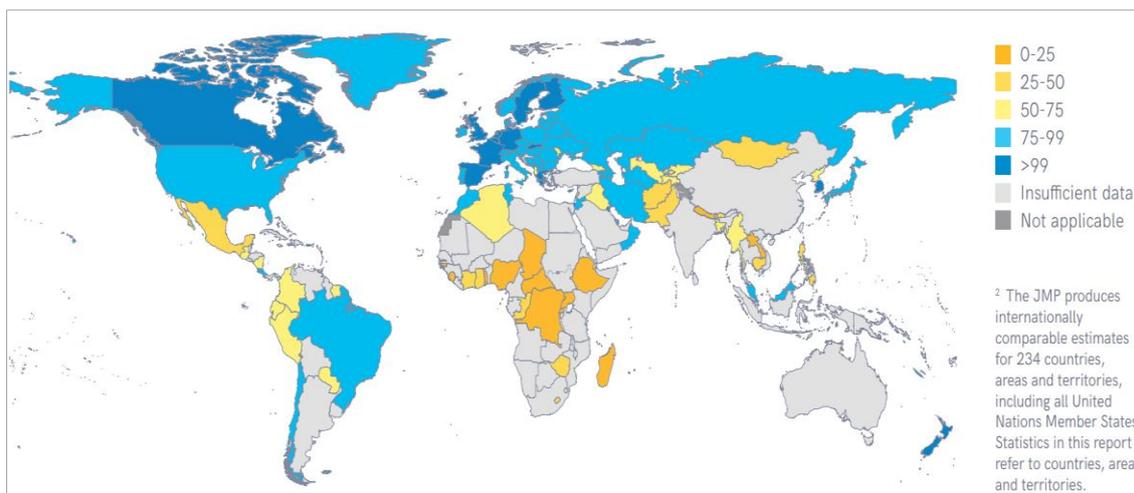


Fig. 1 Proporción de la población que utiliza servicios de agua potable gestionados de forma segura, 2020 (%). Fuente: Progress on household drinking water, sanitation, and hygiene 2000-2020

Un servicio intermitente se refiere a aquel sistema de distribución de agua que no opera de forma continua las 24 horas del día. El servicio intermitente de los sistemas de distribución de agua, prevalecen en países con bajos o medianos ingresos. Se estima que a nivel mundial cerca de 1000 millones de personas están conectadas a una red de abastecimiento con servicio intermitente [3]. Por lo general, las redes de abastecimiento no son diseñadas para operar de forma intermitente. Siempre se proyectan considerando un funcionamiento continuo; pero la escasez del recurso hídrico, el deterioro de la infraestructura, el incremento poblacional, crisis económica, la falta de presupuesto, poca o nula planificación y/o mala gestión del abastecimiento pueden dar como resultado a un sistema de abastecimiento de agua intermitente.[4]

En muchos países en vías de desarrollo, debido a la escasez del recurso se induce al servicio intermitente como estrategia de control de la demanda de los usuarios [5]. Sin embargo, este modo de operación puede traer consecuencias como:

- El deterioro de la infraestructura de la red.
- Degradación de la calidad del agua y malas prácticas sanitarias.
- Aumento del tiempo de recolección del agua.
- Reparto inequitativo del agua cuando entra en funcionamiento el sistema por las diferencias de presión.
- Insatisfacción general de los usuarios.

Uno de los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS) al año 2030 propuestos por la Organización de las Naciones Unidas (ONU) [6] es el de Agua Limpia y Saneamiento (ODS-6) y con mayor énfasis el punto 6.1.1 que plantea el Acceso universal y equitativo al agua potable a un precio asequible para todos. Evidentemente, un sistema intermitente agrava las condiciones de inequidad y calidad del agua.

En este contexto, es importante y de mucha utilidad plantear, analizar y estudiar estrategias y metodologías a través de investigadores, expertos y empresas públicas y/o privadas, para tratar de revertir o mejorar el servicio de un sistema intermitente y avanzar hacia el suministro continuo.

A través de este desafío (BIWS) se plantea un sistema de agua intermitente con problemas típicos de una red real la cual debe ser mejorada en lo posible por cada participante. Por eso surge la necesidad de elaborar una metodología para evaluar cada propuesta y determinar cuál es la mejor solución a este problema. Esta metodología fue desarrollada por el Comité Organizador de la BIWS de la que el autor de este documento formó parte.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

El objetivo general de este trabajo es desarrollar una metodología para el análisis y evaluación del problema presentado en la Battle for Intermittent Water Supply que permita adaptar diferentes soluciones presentadas por los participantes de la batalla. Finalmente, realizar una evaluación y análisis de cada solución para estudiar las metodologías o estrategias tomadas.

1.3.2 Objetivos Específicos

El objetivo general del trabajo se desarrollará mediante los siguientes objetivos específicos:

- Analizar las instrucciones y Question and Answer (Q&A) del problema.
- Análisis de los requerimientos para la conexión de los modelos hidráulicos de análisis.

- Análisis de los requerimientos de cada uno de los indicadores de calidad planteados por la batalla.
- Analizar las diferentes formas de modelar las fugas definidas en el problema.
- Desarrollo de un método para automatizar la creación de modelos que integren las fugas del problema.
- Desarrollar una herramienta de validación que interprete el plan de acciones e inversiones de cada solución de los participantes y validar el presupuesto global de la inversión.
- Desarrollar un método que permita validar el cumplimiento de las restricciones impuestas por la batalla.
- Desarrollar un método que realice el cálculo de los nueve indicadores de calidad planteados por la batalla para la evaluación final de las soluciones.
- Describir, evaluar y analizar cada solución presentada y presentar su metodología y estrategia utilizada.

1.4 Estructura del Documento

El presente documento se ha dividido en cuatro partes:

- La primera (capítulo 2), explica el estado del arte de la Batalla de las Redes de Agua explicando la finalidad y objetivos de cada desafío. También se comentan sobre los Suministro de Agua Intermitente indicando las metodologías, estrategias y modelos empleados para gestionar y/o revertir este estado. Finalmente, se presenta algunos modelos matemáticos para representar las fugas en los sistemas de distribución de agua potable.
- En la segunda parte (Capítulo 3), se va a hacer un estudio y análisis de los objetivos, asunciones iniciales, instrucciones, restricciones y los indicadores de calidad del desafío.
- En la tercera parte (Capítulo 4), se explica con detalle la metodología propuesta para evaluar las soluciones la cual consta de:
 - la implementación del modelo de fugas,
 - interpretar el plan de acciones e inversiones propuesto por cada participante,

- calcular los costos de inversión y verificar que está dentro del presupuesto anual propuesto por la BIWS,
 - verificar el cumplimiento de las condiciones y restricciones de la BIWS y
 - calcular los indicadores de suministro de cada solución.
- Finalmente, la cuarta parte (Capítulo 5) hace una evaluación y estudio de las soluciones presentadas por cada equipo participante. Se muestra la relación de equipos participantes, los montos de inversión utilizados, el cumplimiento o no de las restricciones y condiciones del problema, y los resultados de los indicadores de suministro. Además, se realiza una valoración de la performance / inversión anual y se mencionan las estrategias que se implementaron para dar solución al problema.

2. Estado del Arte

Las batallas de redes de agua se iniciaron en el año 1985 y son competencias donde participan investigadores y expertos de todo el mundo. Se les propone un desafío que consiste en resolver un problema de redes de distribución de agua generalmente basadas en una red real. Estos desafíos tienen la finalidad de dar a conocer distintos enfoques y métodos para abordar estos problemas y puedan ser aplicados en un problema real.

En este capítulo se resume de forma cronológica cada batalla desarrollada. Se describe el contexto en que se desarrolló, el desafío propuesto por los organizadores y las conclusiones más importantes que se obtuvieron.

2.1 Antecedentes de las Batallas de las Redes de Agua

2.1.1 The Battle of the Water Network Models (1985)

"The Battle of the Water Network Models" fue celebrada en la conferencia "Computers in Water Resources" en Buffalo, New York, en junio de 1985 con el fin de reunir a investigadores e ingenieros para una evaluación crítica de la situación actual en la optimización de redes de tuberías. En ese entonces la preocupación era la optimización de costos en proyectos de rehabilitación o ampliación de las ciudades debido a su crecimiento. En "The Battle of the Network Models", se propuso una red de agua hipotética con zonas de expansión poblacional y cada uno de los equipos participantes debía resolver un problema de dimensionamiento de bombas, tanques y tuberías de dicha red de abastecimiento de agua. La red tenía características y problemas típicos de los que se encuentran en muchos sistemas reales. Cada uno de los participantes aplicó un procedimiento diferente, generalmente desarrollado a partir de su propia investigación, para resolver el problema. [7]

Descripción del problema y condiciones:

El problema se centró en un sistema de distribución de agua hipotético denominado Anytown de los Estados Unidos. La ciudad se abastece de agua de un río que previamente son tratadas en una planta central. Tres bombas idénticas conectadas en paralelo toman agua del depósito de almacenamiento de la planta de tratamiento y la bombean al sistema (ver Fig. 2)

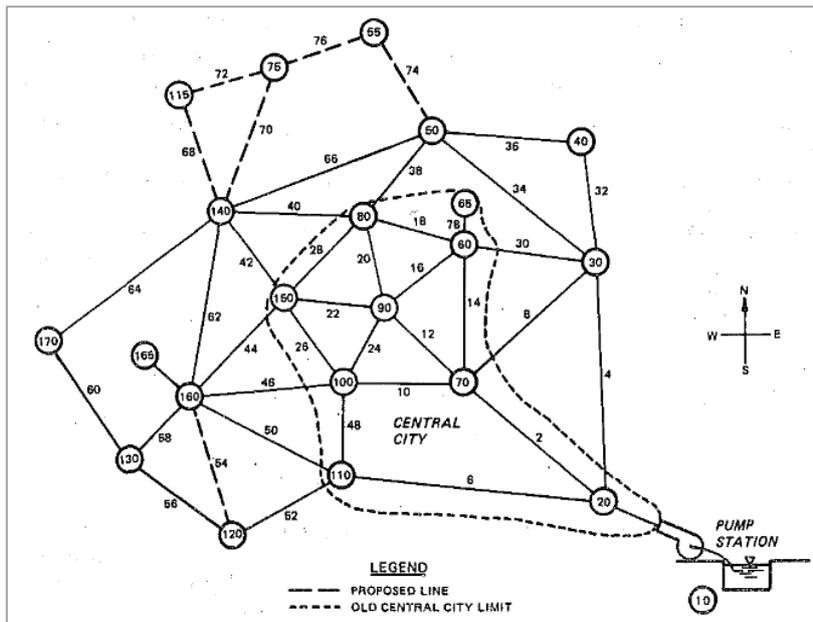


Fig. 2 Red Existente Anytown.

Fuente: *Battle of the Networks Water Models: Epilogue (1985)*

Debido al crecimiento y expansión de la ciudad, se planea realizar inversiones para cubrir las mejoras del sistema de distribución de agua que satisfarán las necesidades de la ciudad hasta 2005. El problema consistía en realizar las mejoras de la red a un costo mínimo y cumpliendo unos requisitos mínimos de presión. Para ello se disponía de las siguientes intervenciones: seleccionar nuevas bombas, incrementar la capacidad de los depósitos de almacenamiento, reemplazar tuberías nuevas o realizar una limpieza y revestimiento interior de tuberías existentes para mejorar su capacidad hidráulica. Los costos totales contemplaban los costos de construcción y costos de energía.

Para ello el comité organizador dio como dato una relación de materiales que el participante puede elegir para su intervención: tuberías nuevas, costos de instalación,

limpieza y revestimiento de tuberías, nuevas bombas, costo de nuevas válvulas reductoras de presión, costo de volumen de almacenamiento de tanques.[7]

Conclusiones de la batalla:

Los participantes llegaron a las diferentes soluciones siguiendo prácticamente los mismos pasos:

- seleccionaron una ubicación para los nuevos tanques;
- luego, usaron un programa de optimización de dimensionamiento de tuberías; y
- finalmente, simularon la operación durante un período de 24 horas para seleccionar el tamaño del tanque y asegurar que la solución funcione.

Si bien las soluciones se veían considerablemente diferentes y los algoritmos eran completamente diferentes, los costos totales de las inversiones realizadas eran muy similares. Hay varias observaciones importantes de las experiencias de los participantes. Uno de los más importantes fue que el tamaño y la ubicación del tanque pueden afectar significativamente la solución óptima. Otra es que el dimensionamiento de la red de distribución no debe hacerse sin una consideración cuidadosa de la eficiencia de bomba. Se podría incurrir en grandes costos de energía si las bombas operaran en un punto de operación ineficiente.

Finalmente, de esta batalla se concluye que los modelos de optimización del sistema de distribución de agua pueden ayudar a los ingenieros a dimensionar los sistemas de distribución de agua. Sin embargo, muchas partes del problema debían resolverse apoyándose de cálculos manuales y criterios de ingeniería. [7]

2.1.2 The Battle of the Water Sensor Networks (2006)

Este evento fue celebrado en el año 2006 en OHIO, USA. En esos años, tras los atentados del 11 de septiembre de 2001 en los Estados Unidos, había una preocupación mundial sobre posibles ataques terroristas en los sistemas de suministro de agua. Una de las amenazas más difíciles de abordar para un sistema de distribución de agua es la inyección deliberada de contaminantes químicos o biológicos en un punto de la red, debido tanto a la incertidumbre del tipo de contaminante inyectado y sus consecuencias, como a la incertidumbre del momento y el lugar de la inyección.

Ante este temor, un sistema de monitoreo de contaminantes en línea se considera una solución para protegerse contra los impactos de una intrusión contaminante deliberada, ya que nos envía una alerta y así tomar acciones inmediatas para que el contaminante no se siga propagando en la red. Sin embargo, aunque se habían desarrollado modelos de optimización y algoritmos de solución para localizar sensores, era importante conocer que ventajas tenían comparado con el diseño basado en el criterio de ingeniería. Para explorar estos problemas, se llevó a cabo The Battle of the Water Sensor Networks (BWSN) como parte del 8th Water Distribution Systems Analysis Symposium.

Descripción del problema y condiciones:

El comité organizador propuso dos modelos de redes de distribución de agua: La Red-1 (*Fig. 3*) era sencilla y estaba compuesto por 126 nodos, una fuente de alimentación, dos tanques, 168 tuberías, dos bombas y ocho válvulas. La Red-2 (*Fig. 4*) era más compleja y estaba compuesto por 12 523 nodos, dos fuentes de alimentación, dos tanques, 14 822 tuberías, cuatro bombas y cinco válvulas.

Se pidió a los participantes que proporcionaran diseños para ubicar una red de cinco sensores para la Red-1 y 20 sensores para la Red-2. Se presentaron cuatro escenarios de ataque terrorista. Un caso base A y tres casos derivados B, C y D. En el caso base A se produjo la intrusión de un contaminante en ciertos nodos de la red, donde se daba como dato el caudal de inyección del contaminante de 125 l/h, la concentración de 230,000 mg/l y una duración de la inyección de 2 horas. Se asumió que el contaminante era conservativo después de la inyección y podía ser inyectado en cualquier nodo con la misma probabilidad. Los casos B, C y D eran idénticos al A solo que se varió algunos parámetros como la duración de la inyección, el tiempo de respuesta y el número de puntos de inyección [8]

Los diseños de redes de sensores aportados por los participantes se evaluaron utilizando los siguientes cuatro objetivos de diseño cuantitativos:

1. Tiempo esperado de detección (Z_1). Es el tiempo transcurrido desde el inicio del evento de contaminación hasta la primera traza identificada de una concentración de contaminante.
2. Población afectada esperada antes de la detección (Z_2). Para un escenario de contaminación específico, la población afectada es función de la masa

contaminante ingerida. La masa contaminante ingerida, a su vez, depende del tiempo de detección de la red de sensores.

3. Consumo esperado de agua contaminada antes de la detección (Z_3).
4. Probabilidad de detección (Z_4).

El objetivo era que con la red de sensores propuesta se debería minimizar los valores de Z_1 , Z_2 y Z_3 y maximizar Z_4 .

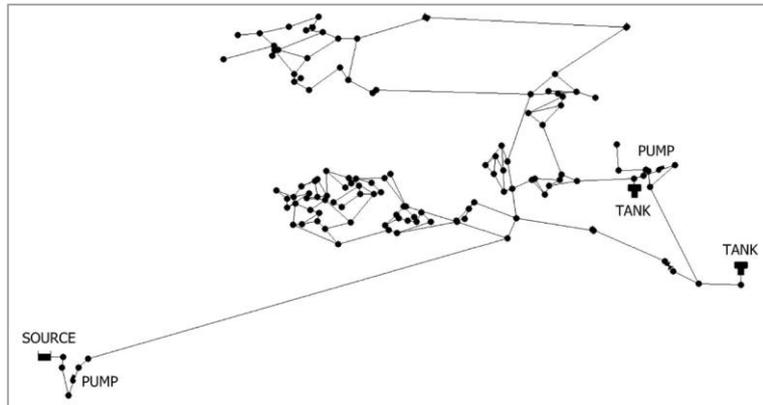


Fig. 3 Layout Red-1 del BWSN.

Fuente: *The Battle of the Water Sensor Networks,, BWSN: A Design Challenge for Engineers and Algorithms*

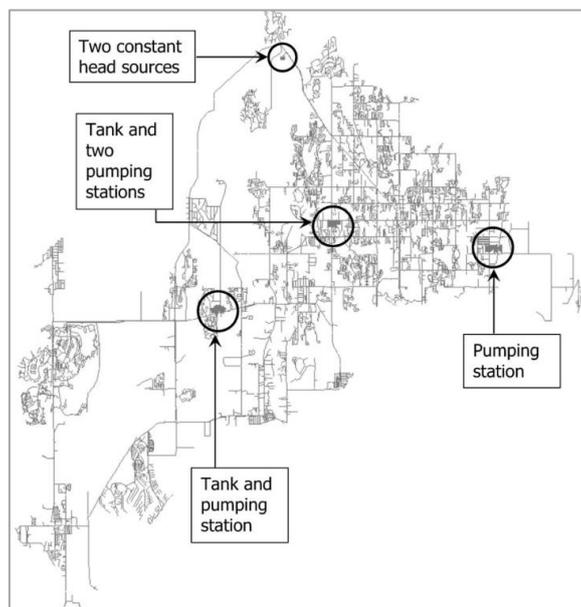


Fig. 4 Layout Red-2 del BWSN.

Fuente: *The Battle of the Water Sensor Networks,, BWSN: A Design Challenge for Engineers and Algorithms*

Conclusiones de la batalla:

En esta batalla se recibieron quince contribuciones de solución, que abarcan una gama de enfoques y métodos computacionales que van desde el criterio de ingeniería heurística pura hasta algoritmos de optimización matemática sofisticados. A medida que el BWSN evolucionó, quedó claro que el problema de las ubicaciones de los sensores era multiobjetivo. La conclusión más práctica que se puede extraer es que no se pueden establecer pautas generales. El criterio y la intuición de ingeniería por sí solos no son suficientes para colocar sensores de manera efectiva. Tanto el criterio de ingeniería como los procesos intuitivos deben estar respaldados por un análisis cuantitativo. El análisis de ambos ejemplos ha demostrado que no es necesario agrupar los sensores y que no es necesario colocar sensores en fuentes como tanques y bombas. De hecho, la mayoría de los diseños no han colocado sensores en tanques y bombas. En algunos casos, hubo similitudes considerables donde los mismos nodos o nodos en una vecindad inmediata fueron seleccionados por muchas de las metodologías.[8]

2.1.3 Battle of the Water Calibration Networks (2010)

Este evento fue celebrado en el año 2010 en Arizona, USA. El objetivo de la “Battle of the Water Calibration Networks” (BWCN) era comparar objetivamente diferentes soluciones para la calibración de sistemas de distribución de agua a través de datos obtenidos de un sistema real. La calibración es un proceso de comparar los resultados del modelo con los datos medidos y hacer los ajustes apropiados para que ambos resultados coincidan. Por lo general, implica analizar por qué el modelo no concuerda con los datos medidos y luego hacer los ajustes. Los métodos de calibración pueden involucrar métodos de optimización formales o métodos manuales en los que el modelador examina de manera informal parámetros alternativos del modelo. El proceso de calibración “sintoniza” las demandas del sistema, la rugosidad de las tuberías, las características de funcionamiento de la bomba y otras características del modelo, de modo que los valores previstos del modelo coincidan con los datos fiables del sistema en un conjunto de condiciones operativas.

Descripción del problema y condiciones:

Se presentó una red hipotética, denominada C-Town (ver *Fig. 5*), que necesita un modelo de simulación hidráulica calibrado de su sistema de distribución de agua. Para

llevar a cabo esta tarea, la ciudad ha realizado pruebas de flujo de incendios y ha recopilado datos, con la debida diligencia en la precisión. La organización proporcionó datos extraídos del SCADA de la red. En cada nodo se dan las demandas mensuales de agua extraídas de los registros de facturación; los niveles de los tanques por hora y los flujos de las estaciones de bombeo están disponibles durante un período de 168 h (1 semana). Además, se dieron datos de pruebas de flujo contra incendios que se realizaron en cada uno de los distritos hidrométricos o “Distric Metering Areas” (DMA) por separado durante la noche.

El criterio de evaluación de los equipos participantes fue medir la correspondencia entre las demandas/presiones modeladas (predichas) y verdaderas (medidas) a través de suma de errores cuadrados relativos de cada nodo y en cada instante de tiempo. [9]

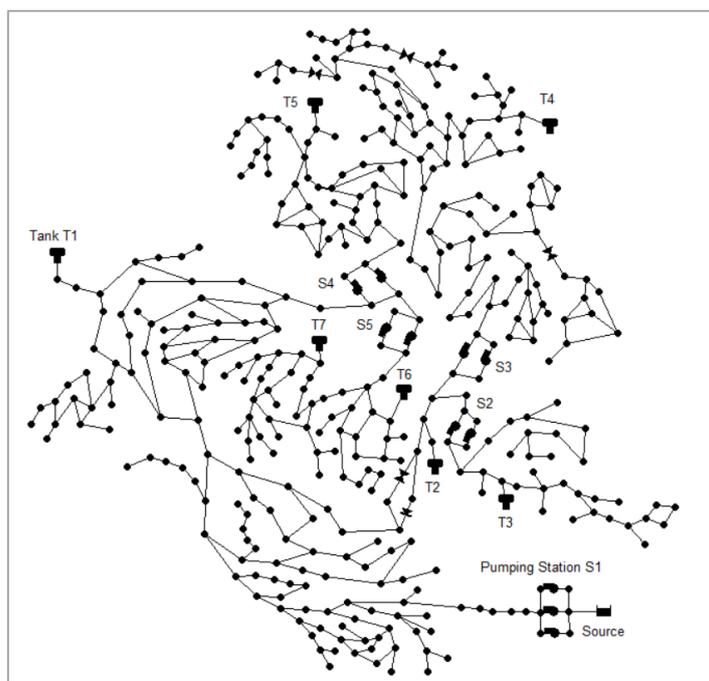


Fig. 5 Layout C-Town.

Fuente: *Battle of the Water Calibration Networks*

Conclusiones de la batalla:

Participaron catorce equipos los cuales aplicaron una metodología de calibración a un sistema real de distribución de agua. Los resultados de la calibración se evaluaron con respecto a las variables de demandas, presiones, niveles de agua en tanques y coeficientes de rugosidad. Las soluciones de los equipos se clasificaron y ponderaron

por igual con respecto a las categorías de calibración evaluadas. El BWCN concluyó con el anuncio de los resultados de clasificación de los tres mejores equipos.

Algunos equipos utilizaron criterios de ingeniería mediante el ensayo y error, otros emplearon métodos matemáticas como “mínimos cuadrados ponderados” y los demás utilizaron modelos de calibración automatizados mediante el uso de algoritmos de optimización heurística (p.ej. algoritmos genéticos). Estos métodos automatizados pueden ser muy efectivos para ajustar los parámetros del modelo, pero se necesita el conocimiento y la experiencia del modelador para que estos puedan ser utilizados con éxito.

El buen resultado de los equipos finalistas se atribuye a la experiencia e intuición de los modeladores y a las metodologías adoptadas. Como las metodologías se probaron en un solo caso de estudio, es difícil recomendar un enfoque particular sobre otro. [9]

2.1.4 The Battle of the Water Networks II (2012)

El cuarto desafío “The Battle of the Water Networks II” (BWN-II) fue celebrado en la 14th WDSA conference en Adelaida (Australia) en septiembre de 2012, donde participaron catorce equipos. Esta batalla implicó un problema de diseño y operación para una red existente que debe actualizarse para aumentar las demandas futuras y la adición de una nueva área de desarrollo. Es conocido que una red de distribución es un problema extremadamente complejo por ser las ecuaciones que lo gobiernan de carácter no lineal, además de presentar variables discretas como son los diámetros comerciales de las tuberías. La implicación práctica de esto es que ningún algoritmo puede garantizar un diseño óptimo en un tiempo razonable, debido al tamaño del espacio de búsqueda de las variables de decisión, lo que motiva a muchos investigadores a desarrollar algoritmos y estrategias destinadas a encontrar buenas soluciones casi óptimas. Sobre la base de esta historia, el objetivo del BWN-II era probar el rendimiento de una variedad de estrategias en un problema multiobjetivo grande y complejo para obtener información sobre el estado del arte de los algoritmos de optimización aplicados a los problemas de redes de agua.

Descripción del problema y condiciones:

La organización propuso una red hipotética D-Town (ver *Fig. 6*), datos de la futura demanda de agua proyectada y el desarrollo de una nueva área. El objetivo de la competencia era identificar una única estrategia que condujera a la reducción al mínimo de los costes operativos y de capital al mismo tiempo que se minimizaban las emisiones de gases de efecto invernadero (GEI) y se mejoraba la edad del agua.

La red D-Town consta de cinco distritos hidrométricos existentes que requieren actualizaciones y una nueva zona de expansión que se diseñará. En total la red D-Town consta de 399 nodos, siete tanques de almacenamiento, 443 tuberías, 11 bombas, cinco válvulas y un solo reservorio o fuente de alimentación. Las características de esta red fueron similares a la red C-Town usada para la BWCN.

El BWN-II involucró el diseño de la nueva zona y la actualización de las zonas existentes. Para la nueva zona, se requería que las tuberías se dimensionaran a partir de una de las 12 opciones de diámetro dadas por la organización. Para los DMA existentes las opciones de mejora disponibles incluían:

- adición de tuberías paralelas para todas las tuberías existentes (opciones de 12 diámetros comerciales),
- aumento de los volúmenes de almacenamiento en uno de los seis tamaños de tanque (500 a 10 000 m³),
- adición de nuevas bombas en las estaciones de bombeo existentes (se proporcionaron 10 opciones de bomba con diferentes relaciones de altura de descarga) y
- dimensionamiento de los generadores diésel de energía de respaldo para las estaciones de bombeo (había ocho opciones de generadores diésel disponibles).

También se permitió modificar la configuración de las válvulas existentes. Además de las opciones de diseño, también se requería tomar decisiones sobre la programación de las bombas operativas.

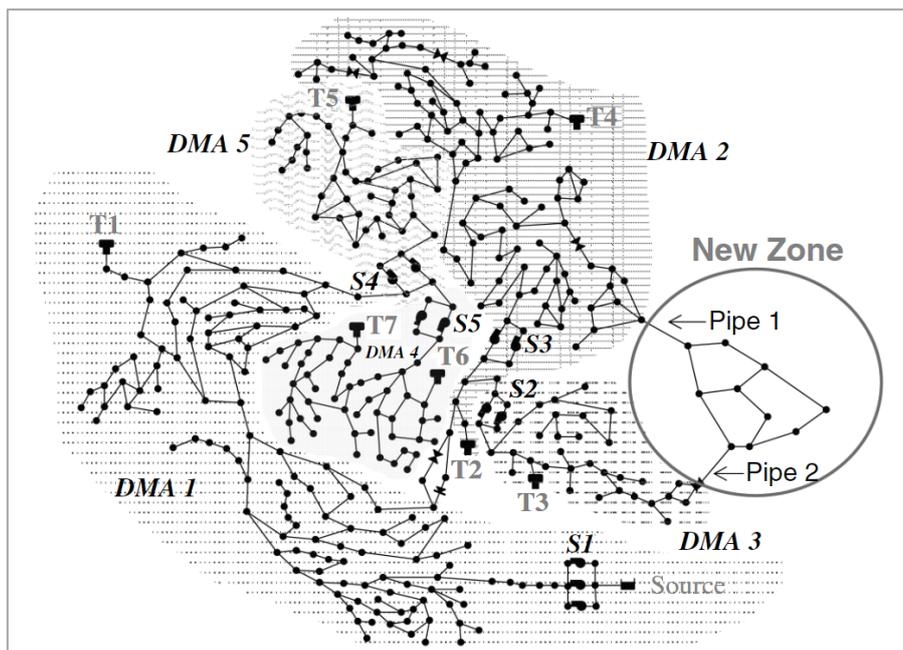


Fig. 6 Layout D-Town.

Fuente: *Battle of the Water Networks II*

Las condiciones de la batalla fueron las siguientes:

- se especificaron dos tipos de escenarios operativos para D-Town, un escenario de operación normal, para el cual la red estaba sujeta a cargas de demanda normales y
- un escenario de emergencia, que representa el evento de una falla de energía.

En cada instante de tiempo dentro de esta semana de diseño, se requería que los nodos de demanda cumplieran las restricciones de presión mínima y que los tanques no se vaciaran. Los escenarios de emergencia se caracterizaron por un corte de energía que puede comenzar a cualquier hora dentro de la semana de diseño, y con una duración de dos horas.

La evaluación de las soluciones de diseño BWN-II iniciaba con verificar el cumplimiento de las restricciones de diseño descritas anteriormente y finalmente se evaluaron mediante tres criterios de desempeño:

- costo total anualizado,
- las emisiones estimadas de gases de efecto invernadero (GEI), y
- la antigüedad del agua como indicador sustituto de la calidad del agua.

Conclusiones de la batalla:

Para superar las dificultades de la alta dimensionalidad y la complejidad computacional, se adoptaron diferentes enfoques, desde el uso exclusivo de la experiencia en ingeniería hasta el uso de la computación paralela. Además, algunos participantes realizaron modificaciones al código fuente de EPANET2 para acelerar el cálculo o definir funciones que cumplieran un rol específico.

Muchos autores redujeron aún más el esfuerzo computacional requerido al reducir el número de variables de decisión o el rango de valores posibles para cada variable de decisión. Cuando las variables de decisión eran las tuberías, a menudo se usaba el criterio de la ingeniería, como la adopción de opciones de mayor diámetro para tuberías con grandes pérdidas de carga. Otros esqueletizaron la red para disminuir el número de variables de decisión relacionadas con las tuberías, reduciendo así el número de nodos y tuberías en un 40 y 30 %, respectivamente. [10]

Por lo tanto, la participación de la experiencia práctica y/o la opinión de expertos jugó un papel importante en la determinación de la solución más adecuada. Los resultados de la batalla, dada una definición precisa de un problema en términos de variables de decisión, funciones objetivo y restricciones muestran que:

- El uso de la optimización puede mejorar las soluciones encontradas utilizando la experiencia en ingeniería.
- El uso de grandes recursos computacionales puede superar cantidades relativamente pequeñas de juicio de ingeniería.
- El uso de recursos computacionales limitados puede tener éxito si se usa una mayor cantidad de criterios de ingeniería.
- Los resultados también muestran que no existe un algoritmo que sea universalmente mejor que los demás, porque métodos muy diferentes arrojaron resultados bastante similares. Por lo tanto, diferentes combinaciones de experiencia en ingeniería, poder computacional y formulación de problemas pueden dar resultados similares.

2.1.5 Battle of Background Leakage Assessment for Water Networks (2014)

La "Battle of Background Leakage Assessment for Water Networks" (BBLAWN) fue una competencia celebrada en la 16th Water Distribution Systems Analysis Conference

(WDSA), en Bari (Italia) en el año 2014. El contexto se basó en la complejidad del análisis y la gestión de una red de distribución de agua debido al crecimiento de la población en las zonas urbanas y al aumento del tamaño y la interconectividad del sistema. Había una gran preocupación por las pérdidas de agua principalmente atribuibles al deterioro de la red por falta de mantenimiento o envejecimiento que generan fugas imperceptibles o fugas de fondo.

Se solicitó a los equipos participantes que desarrollaran una metodología tanto para reducir las pérdidas reales de agua como para ahorrar energía en una red de distribución real considerando la posibilidad de renovación y/o reparación de los componentes de la red. Catorce equipos de instituciones académicas, centros de investigación e industria presentaron sus soluciones en una sesión especial de la conferencia WDSA 2014.

Descripción del problema y condiciones:

El desafío utilizó la red C-Town similar a la usada en la BWCN. Para resolver el problema de BBLAWN, se supuso que la ciudad ya había encargado el desarrollo de un modelo hidráulico calibrado de la red existente para ser utilizado en la evaluación de su estado actual y futuras mejoras y desempeño. Por lo tanto, el modelo de red incluye el diseño de la red, los patrones de demanda y los parámetros del modelo de fuga. También contiene las características de las bombas y tanques existentes y los controles de bombas y válvulas basados en el nivel de agua en los tanques. La infraestructura existente no puede cumplir con el objetivo de requerimiento de presión de 20 m en cada nodo con demanda, y la situación se ve agravada por el excesivo número de fugas de fondo. Por lo tanto, la empresa de agua está interesada en minimizar los costos operativos y de capital.

Las soluciones fueron evaluadas por los organizadores en términos de costos operativos y de capital, pero también teniendo en cuenta la solidez de la ingeniería de la metodología utilizada y la justificación técnica de las elecciones tomadas por los equipos.

Conclusiones de los Resultados:

Todos los equipos participantes se desempeñaron bien en la competencia, produciendo resultados interesantes y algunas ideas innovadoras dignas de exploración futura. La mayoría de las metodologías propuestas fueron capaces de sugerir buenas soluciones tanto en horizontes de corto plazo (operativos) como de mediano plazo (tácticos). La

revisión de todas las contribuciones muestra claramente cuán desafiante es el problema BBLAWN desde una perspectiva de ingeniería porque involucra una red de tamaño real donde se deben considerar múltiples objetivos en conflicto y se deben tener en cuenta restricciones técnicas realistas. Las decisiones de gestión pueden y deben estar respaldadas por herramientas que combinen modelos hidráulicos capaces de evaluar las fugas de fondo dependientes de la presión con estrategias de optimización multiobjetivo computacionalmente efectivas.

Debido al número de variables de decisión y al tamaño del espacio de búsqueda, el proceso de diseño de la red no puede automatizarse por completo. El juicio de ingeniería puede y debe brindar un apoyo invaluable a los enfoques formales de optimización en la búsqueda de soluciones alternativas factibles. La mayoría de los equipos prefirieron un enfoque de varios pasos porque permite la evaluación progresiva de las mejoras en el rendimiento de la red que se pueden lograr en cada paso. La descripción general de las soluciones propuestas demostró que muchas alternativas son compatibles con el problema en cuestión, que van desde la renovación masiva de la red (en menor costo operativo) a intervenciones mínimas (que requieren alto costo de bombeo y fugas).[11]

2.1.6 Battle of Water Networks District Meter Areas (2016)

En julio del 2016, en la 18th WDSA, se celebró la Battle of Water Networks District Meter Areas (BWNDMA) en la ciudad de Cartagena (Colombia) [12]. Esta vez, la competencia se centró en el desafío de la sectorización de una red existente de distribución de agua, es decir, la determinación de los nuevos DMAs donde se puede medir el agua que entra y sale del área del sector.

La introducción del concepto DMA en una red de agua se propuso por primera vez como una herramienta para reducir las fugas en el sistema. Sin embargo, la definición de límites para una sectorización y establecer los DMA es una tarea compleja porque tiene que considerar aspectos económicos e hidráulicos, como la gran cantidad de variables y restricciones en el sistema.

Los requisitos de diseño involucraron restricciones relacionadas con los costos, la uniformidad de la presión y la calidad del agua. Se necesitaron cambios en las operaciones de válvulas y bombas para abastecer las demandas a presiones adecuadas y una calidad de agua aceptable. Se plantearon dos escenarios de suministro

dependiendo de la estación: estación húmeda y estación seca con escasez de agua. Debido a la complejidad del desafío solo se presentaron siete equipos de diferentes partes del mundo participaron en la BWNDMA.

Descripción del problema y condiciones:

Se propuso un modelo hidráulico basado en un modelo real de una ciudad de Colombia denominado E-Town. Este municipio buscó cambiar su infraestructura actual debido a los problemas relacionados con la distribución de agua. Esta ciudad tenía oportunidades de crecimiento prometedoras debido a su potencial turístico y al crecimiento económico general de Colombia. Sin embargo, E-Town estaba experimentando algunos problemas con la configuración operativa de su red, principalmente debido a la escasez de fuentes de agua.

La empresa de agua de la ciudad estaba interesada en modificar la configuración actual de DMA para hacer un uso eficiente del agua disponible y proponer varios cambios en la infraestructura. Se utilizó un modelo hidráulico calibrado de la red actual que incluía algunas de las intervenciones propuestas en el futuro para resolver el problema de la batalla. El modelo de red incluía demandas futuras, patrones de demanda, características de bombas y tanques existentes y controles de válvulas actuales. El modelo mostró que la sectorización existente no podía entregar agua de manera eficiente porque existían diferencias considerables en las condiciones de presión en la ciudad y porque algunos tanques no estaban siendo utilizados. El objetivo principal de este problema era proponer una nueva configuración de sectorización para permitir que la empresa de agua funcionara, por ejemplo, con el mínimo número de DMA posibles, cada uno con una demanda total similar. Otros objetivos fueron garantizar la uniformidad de la presión en todo el municipio, cumplir con los objetivos de calidad del agua y garantizar la operación eficiente del sistema para una variedad de condiciones climáticas durante todo el año.

Tres plantas de tratamiento de agua abastecen a la red de distribución E-Town. Durante las estaciones lluviosas, estas plantas pueden abastecer toda el agua demandada por E-Town; sin embargo, durante las estaciones secas la empresa de agua se ve obligada a utilizar un acuífero para satisfacer la demanda.

Esta agua se redirige a dos estaciones de bombeo. Para el desafío, la configuración de DMAs propuesta debe diseñarse para la temporada de lluvias, que era el patrón de clima

más común en E-Town. Sin embargo, las propuestas de los participantes debían proporcionar una lista de los cambios operativos que deberían implementarse en el sistema durante la estación seca para cumplir con sus requisitos hidráulicos.

La red E-Town propuesta fue grande y compleja. Constaba de 11.063 nodos, cinco reservorios, 17 tanques de agua, 13.896 tuberías, tres bombas y 14 válvulas como parte de una configuración inicial de 15 DMAs que necesitan ser actualizados. El comité organizador de la BWNDMA propuso requisitos para la cantidad de DMA, los costos totales, la uniformidad de la presión, la calidad del agua y la cantidad de cambios de configuración de las válvulas.

Conclusiones de los Resultados:

En esta batalla, ninguno de los equipos participantes logró una puntuación perfecta en todos los criterios de desempeño, al menos no cuando se tomaron en consideración las restricciones de suministro por el problema de la estación seca. Debido a las complejidades inherentes del problema, no fue posible cumplir con todos los criterios considerados con una solución única. Los equipos participantes priorizaron los criterios que consideraban más importantes, lo cual es habitual cuando se resuelven problemas del mundo real. Por ejemplo, un equipo participante decidió descartar el número de particiones DMA, otro grupo el criterio de similitud de la demanda y otro grupo la restricción sobre la cantidad máxima de agua que se puede extraer de una fuente en el escenario de estación seca.

Otro aspecto que debe destacarse se refiere al uso del criterio de ingeniería, que es una parte importante para la mayoría de las soluciones propuestas. Independientemente del método de vanguardia que se utilizó para redefinir un amplio espacio de búsqueda, se tomaron decisiones importantes teniendo en cuenta el criterio de ingeniería. Por ejemplo, varios grupos adoptaron métodos de optimización sofisticados como algoritmos genéticos, algoritmos genéticos multiobjetivo o algoritmos basados en teoría de grafos. Sin embargo, tenían que decidir si la solución del algoritmo de optimización era lo suficientemente buena para resolver el problema. Aunque una sectorización DMA efectiva puede ser difícil de lograr, se encontró que es posible cumplir con todos los requisitos hidráulicos y preservar la seguridad del sistema de distribución (considerada como confiabilidad en el suministro).

2.1.7 The Battle of the Attack Detection Algorithms (2017)

La “Battle of the Attack Detection Algorithms” (BATADAL) fue presentado en mayo del 2017 en el Simposio WDSA en California (USA). El objetivo de la batalla era comparar el desempeño de algoritmos para la detección de ataques ciberfísicos ocasionados por grupos terroristas a una red de abastecimiento de agua, ya que había cierta preocupación por el aumento de adopción de tecnologías “*smart-water*”. En esos años, muchos sistemas de distribución de agua habían realizado la transición de los sistemas de distribución de agua de infraestructuras físicas tradicionales a sistemas ciberfísicos que combinan procesos físicos con computación y redes: activos físicos, como tuberías, bombas y válvulas, que funcionan al unísono con dispositivos en red que monitorean y coordinan la operaciones de todo el sistema. Estos dispositivos incluyen controladores lógicos programables (PLC), sistemas de supervisión, control y adquisición de datos (SCADA), unidades terminales remotas (RTU), redes de sensores móviles y estáticas y medidores inteligentes.

El desafío de diseño se planteó para la red C-Town, un sistema de distribución de agua de tamaño mediano del mundo real operado a través de PLCs y SCADA. A los participantes se les proporcionaron conjuntos de datos que contenían observaciones SCADA y se les desafió a diseñar un algoritmo de detección de ataques. La eficacia de todos los algoritmos presentados se evaluó en términos de tiempo de detección y precisión de clasificación. Siete equipos participaron en la batalla y propusieron una variedad de enfoques exitosos que aprovechan el análisis de datos, los mecanismos de detección basados en modelos y la verificación de reglas.

Descripción del problema y condiciones:

Los operadores del sistema de distribución de agua C-Town han observado comportamientos anómalos en algunos componentes hidráulicos, por ejemplo, desbordamientos del tanque, reducción de la velocidad de la bomba y activación/desactivación anómala de las bombas. Sospechan que las anomalías son atribuibles a ataques cibernéticos físicos que interfirieron con las operaciones del sistema y alteraron las lecturas registradas por el sistema SCADA. El objetivo de los participantes era desarrollar un mecanismo de detección de ataques que alerte la presencia de ataques, en el menor tiempo posible, a partir de los datos SCADA disponibles por hora. En particular, los algoritmos de detección de ataques deben clasificar el estado del sistema como seguro o bajo ataque. Un sistema seguro es aquel

donde los parámetros de caudal, presión y niveles de depósitos tienen un comportamiento normal y están dentro de los rangos habituales. Por el contrario, cuando estos parámetros presentan un comportamiento atípico se puede asumir como una condición no segura o bajo ataque.

En esta batalla, la red C-Town se complementa con una red de 9 PLCs (ver Fig. 7), que se ubican en las cercanías de bombas, tanques de almacenamiento y válvulas. La mayoría de los PLCs que controlan las bombas reciben la información que necesita la lógica de control de otros PLCs. Por ejemplo, aquellos que controlan las bombas en base al nivel de agua de los tanques. Los PLCs que controlan bombas y válvulas registran información sobre el estado del dispositivo (encendido/apagado o abierto/cerrado), el flujo que lo atraviesa y la presión de entrada y salida de las estaciones de bombeo. La ciber-red incluye un sistema SCADA, que coordina las operaciones y almacena las lecturas proporcionadas por los PLC.

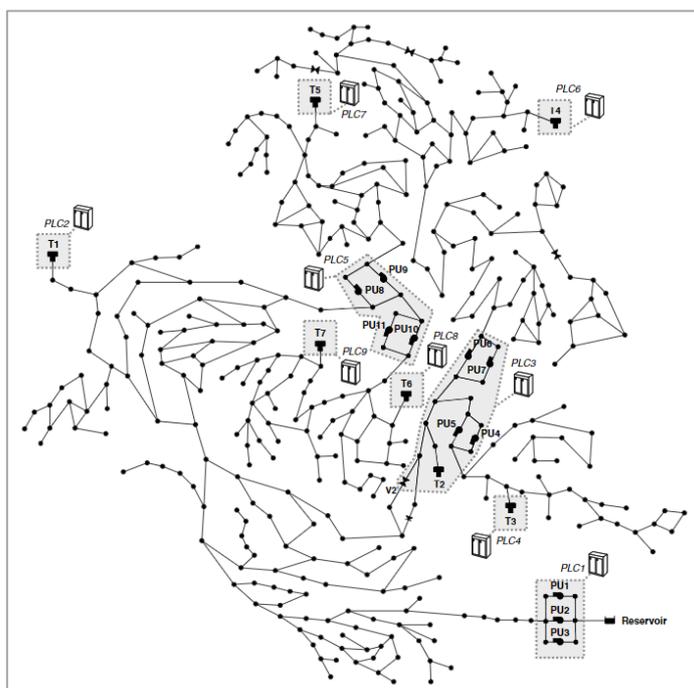


Fig. 7 Layout de C-Town.

Fuente: *Battle of the Attack Detection Algorithms: Disclosing Cyber Attacks on Water Distribution Networks*

Conclusiones de los resultados:

La BATADAL fue la primera competencia de batalla que trató el tema emergente de la seguridad ciberfísica de los sistemas de distribución de agua. Esta batalla brindó la oportunidad de desarrollar, probar y comparar algoritmos de detección de ataques para

datos SCADA. Los equipos utilizaron diversos métodos para abordar el problema. Por ejemplo, algunos utilizaron métodos estadísticos para detectar valores atípicos, otros usaron la sectorización y establecimiento de DMAs para reducir la dimensión del problema, un equipo recurrió al uso de redes neuronales que su proceso de entrenamiento era mediante los datos de operación normal de la red y estas era capaces de detectar anomalías en los parámetros de caudal, presión y niveles de agua en depósitos y otros usaron el modelamiento hidráulico con EPANET para comparar los datos de SCADA con los valores calculados por el modelo y así detectar anomalías.

Las soluciones provistas por siete equipos sugieren que se puede obtener una detección oportuna y precisa tanto mediante enfoques basados en modelos como basados en datos, generalmente compuestos por múltiples etapas secuenciales. Aunque los datos y algoritmos presentados aquí brindan un primer paso hacia una comparación objetiva de los algoritmos de detección de ataques para los sistemas de distribución de agua, no representan el espectro completo de contextos de modelado que encontrarían los profesionales y los investigadores. Por lo tanto, los autores esperan que la disponibilidad de un sitio web ayude a compartir más conjuntos de datos y estudios de casos.

2.1.8 Battle of Post-disaster Response and Restoration (2018)

La “Battle of Post-disaster Response and Restoration” (BPDRR) se celebró en la 1st International Joint Conference of Water Distribution Systems Analysis & Computing and Control in the Water Industry (WDSA/CCWI) en la ciudad de Kingston (Canadá) en julio del 2018.

Los sistemas de redes de distribución de agua no son ajenos a la vulnerabilidad frente a terremotos [13]. Dos de los ejemplos más analizados en la literatura son el terremoto de Northridge (Los Ángeles, California) del 17 de enero de 1994 y el terremoto de Kobe (Japón) del 17 de enero de 1995.

En el primer caso, más de 450.000 personas se quedaron sin servicio de agua y al menos ocho hospitales fueron evacuados por daños en el agua y la energía. En el segundo caso, el terremoto afectó el suministro a más de 1,5 millones de personas y requirió más de 30 horas extinguir los incendios por falta de agua en muchos hidrantes.

Teniendo en cuenta esta vulnerabilidad y el papel clave que desempeña una red de agua durante eventos sísmicos, los investigadores se han centrado en tres temas principales:

- cómo evaluar la confiabilidad de las redes después de eventos sísmicos,
- cómo reforzar los sistemas para minimizar el impacto de un evento determinado,
- cómo restaurar rápidamente los sistemas a condiciones normales/aceptables después del evento.

Descripción del problema y condiciones:

El desafío abordado en la batalla es el de identificar la mejor respuesta operativa en términos de intervenciones de restauración para devolver una red de distribución de agua a la condición de pleno funcionamiento previa al evento catastrófico. Después de un terremoto, los daños a una red de distribución pueden degradar el servicio de agua en una ciudad. Puede haber diferentes enfoques para la priorización de los recursos disponibles para restaurar el servicio de agua. Para evaluar el desempeño de los diferentes enfoques, se generó un conjunto de cinco escenarios de daños posteriores al desastre en un modelo de la red de distribución de agua (B-City), y se invitó a los participantes a proponer respuestas y métodos de restauración para devolver el sistema a la condición previa al terremoto.

Cada equipo fue evaluado según seis criterios de desempeño:

- Tiempo sin suministro para hospital/bomberos.
- Rapidez de recuperación.
- Pérdida de resiliencia.
- Tiempo promedio sin servicio al usuario.
- Número de usuarios sin servicio por ocho horas consecutivas.
- Pérdidas de agua.

La red propuesta, B-City, es un modelo de red de distribución basada en un sistema real. La red consta de 4.909 nudos, 6.064 tuberías, 1 reservorio, 4 bombas divididas en dos estaciones de bombeo y 5 DMA, cada una con un tanque de agua. El modelo calibrado también incluye patrones de demanda de 24 horas para consumidores residenciales y comerciales e industriales.

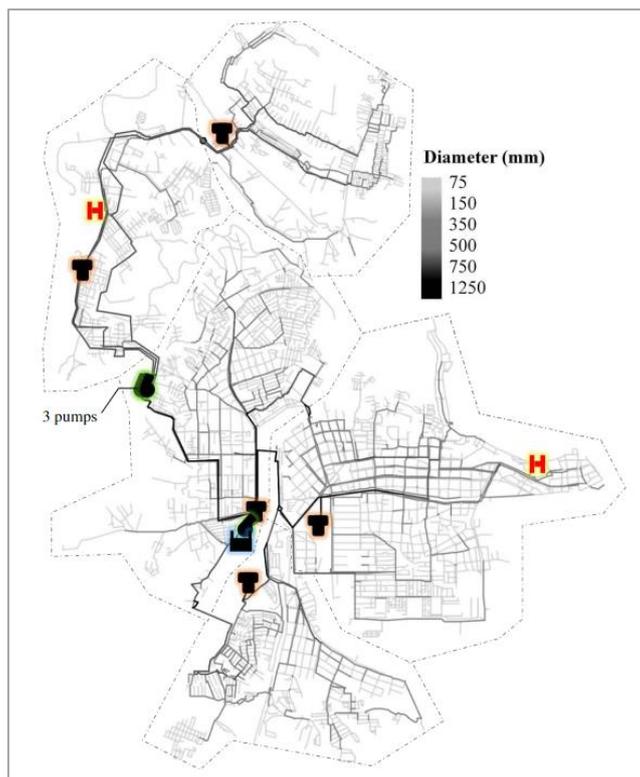


Fig. 8 Red B-City. líneas Punteadas representan los DMAs y H representan los Hospitales.

Fuente: Battle of Postdisaster Response and Restoration.

Conclusiones de los resultados:

De las soluciones presentadas se identificaron tres categorías de enfoques. Estas demostraron ser apropiadas para encontrar soluciones de restauración a pesar de las importantes diferencias en el costo computacional entre cada enfoque. Las metaheurísticas, por un lado, parecen adecuadas para desarrollar planes antes de la ocurrencia del evento porque su costo computacional limita su aplicación durante los tiempos de reacción. Los algoritmos Greedy, por otro lado, son más rápidos de calcular y también pueden adaptarse fácilmente a la nueva información disponible, haciéndolos más aplicables en caso de una emergencia. Finalmente, los enfoques basados en rankings condensan el conocimiento experto y los criterios intuitivos para sugerir rápidamente las intervenciones recomendadas a seguir.

2.1.9 The Battle of Leakage Detection and Isolation Methods (2020)

Esta batalla estaba planificada realizarse en la ciudad de Beijing (China) en el año 2020, pero debido a la pandemia mundial del COVID-19 fue cancelada. Sin embargo, la batalla si se llevó a cabo y tuvo 18 equipos participantes de 13 países diferentes.

Las redes de distribución de agua potable son susceptibles a fallas en la infraestructura, lo que puede provocar pérdidas de agua. Por lo general, estas pérdidas de agua se deben a fugas de fondo y roturas de tuberías que pueden ocurrir en cualquier lugar dentro de la red de distribución. Las fugas de fondo normalmente son difíciles de detectar debido a su pequeño tamaño, mientras que las roturas de tuberías son más fáciles de localizar ya que son de mayor tamaño y pueden aparecer en la superficie.

La detección temprana y la localización de algún evento de fuga es muy importante, ya que esto reduciría el tiempo requerido para acomodar el evento y, por lo tanto, reduciría el riesgo de una mayor degradación de la infraestructura, eventos de contaminación y quejas de los consumidores. Por ello, la batalla tiene como objetivo comparar objetivamente el rendimiento de los métodos para la detección y localización de eventos de fuga, basándose en mediciones SCADA de sensores de flujo y presión instalados dentro de las redes de distribución de agua.

Descripción del problema y condiciones:

La empresa de servicios públicos L-Town requiere detectar y localizar eventos de fugas. Se tiene como información un conjunto de datos históricos SCADA junto con información relacionada con las fugas detectadas y reparadas por la empresa de servicios públicos a lo largo de 2018, para usar con fines de capacitación y para calibrar sus modelos. Es posible que se hayan producido más eventos de fugas durante 2018. Sin embargo, la empresa de servicios públicos no pudo detectarlos ni localizarlos. A lo largo de 2019, la empresa de servicios públicos realizó estudios periódicos utilizando equipos de detección adicionales, inspecciones de tuberías y otros métodos, y pudo detectar y aislar todos los eventos de fuga que ocurrieron durante ese período. Los más críticos de estos eventos fueron reparados. Sin embargo, no fue posible reparar algunas de estas fugas por razones económicas.

El objetivo general de esta competencia es identificar métodos que puedan detectar y localizar los eventos de fuga que ocurrieron en L-Town (ver *Fig. 9*) en 2019, lo más rápido posible (con respecto al tiempo) y con la mayor precisión posible (con respecto a

su ubicación). Además, de minimizar sus costos financieros globales, tanto en pérdidas de agua, como por las horas dedicadas al aislamiento de la fuga por parte del personal de la empresa de servicios públicos. La utilidad L-Town comparará las diferentes soluciones y seleccionará la mejor en función de ese objetivo.

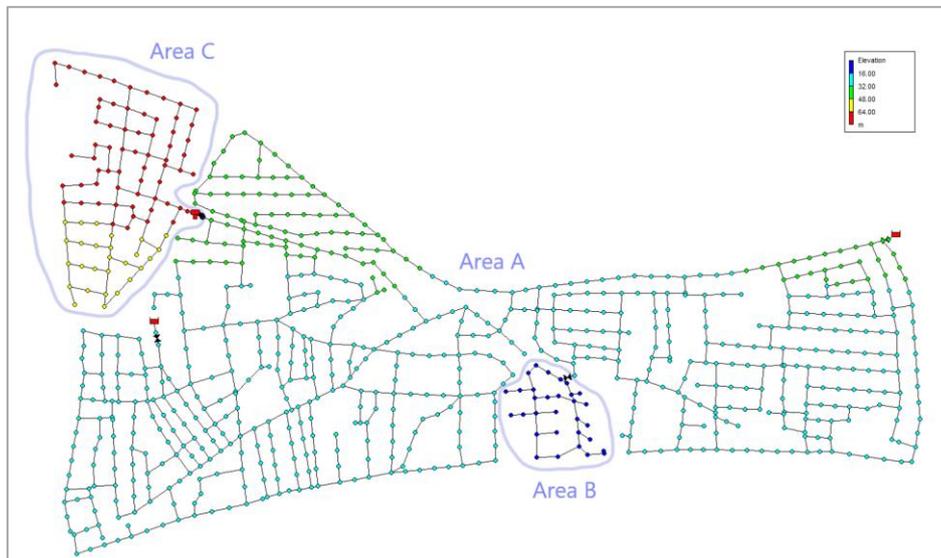


Fig. 9 Red L-Town.

Fuente: BattLeDIM: Battle of the Leakage Detection and Isolation Methods

Conclusiones de los resultados:

Las metodologías usadas fueron diversas. La mayoría de los equipos con la puntuación más alta utilizan un modelo nominal, cuyos parámetros se calibran de alguna forma utilizando datos de sensores. Otros equipos usaron los datos de los contadores inteligentes para realizar análisis y predicciones de fugas en la red. También hubo equipos que recurrieron a técnicas estadísticas, metaheurísticas y Machine Learning para abordar este problema. Los equipos con mejor puntuación prefirieron los algoritmos de detección de cambios o el análisis de series temporales de procesamiento de señales.

Con todos estos antecedentes descritos, en esta ocasión la BIWS propone como desafío una red de distribución de agua con problemas de bajas presiones, pérdidas de agua y operando con suministro intermitente.

2.2 Suministro Intermitente de Agua

Se dice que hay un servicio de agua intermitente, cuando el suministro de agua se realiza por una cantidad limitada de horas al día. Este problema es muy común en países en vías de desarrollo de Latinoamérica, África y Asia como se muestra en la figura siguiente:

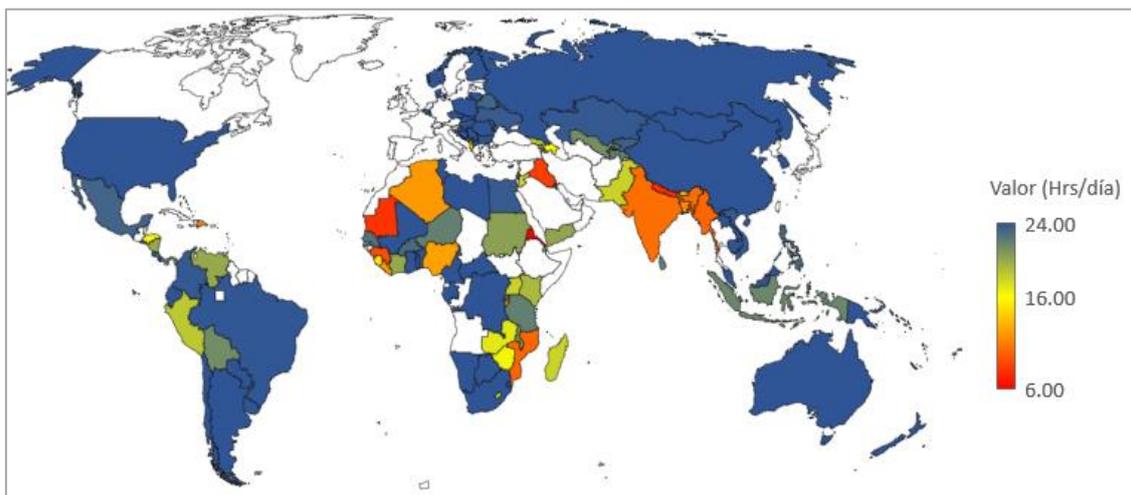


Fig. 10 Horas de servicio promedio al día de suministro de agua.

Fuente: Elaboración propia (Datos extraídos de IBNET www.database.ib-net.org)

El suministro intermitente puede ser resultado de muchas razones. Totsuka [14] sugiere tres tipos de problemas que pueden provocar o perpetuar el suministro intermitente:

- La mala gestión técnica.
- La escasez económica.
- La escasez del recurso hídrico.

Investigadores como Tsegaye [15] sugiere que la creciente escasez de agua debido al cambio climático y el aumento de la demanda por el incremento de la población puede llevar a que sea más frecuente el suministro intermitente en los sistemas de distribución de agua. Ilaya [16] en su tesis doctoral explica que el suministro intermitente conlleva a una serie de problemas que afectan a la empresa gestora del agua y a los usuarios consumidores. Entre los más comunes están:

- Daños físicos de las tuberías debido al constante llenado y vaciado de la red, se dificultan las labores de detección de fugas en los periodos sin servicio.

- Tras varias horas sin suministro de agua, cuando regresa el servicio todos los usuarios aprovechan para abastecerse de agua. Esto ocasiona que los factores punta o pico pueden llegar a valores de 4 o 6 y por consiguiente se producen presiones insuficientes en los sectores o zonas más desfavorables.
- Puede ocurrir contaminación durante las horas que no hay suministro debido a que las tuberías están vacías o con presiones bajas. Por consiguiente, la calidad del agua se ve afectada por el aumento del tiempo de permanencia y se reduce el efecto del cloro residual.
- En sistemas con suministro intermitente los usuarios tienden a tener depósitos o aljibes domiciliarios en techos o a nivel del piso en los cuales aumenta el riesgo de contaminación.
- El uso masivo de depósitos domiciliarios ocasiona problemas a las gestoras de abastecimiento de aguas. La válvula flotador que controla el llenado del depósito, induce a bajos caudales y son la causa principal de submedición de consumos.

Totsuka [14] mencionan dos formas de abordar los problemas del suministro intermitente del agua:

- La primera es considerar el suministro intermitente como una falla o deficiencia en el servicio de agua, la cual puede ser revertida a un sistema continuo de 24 horas utilizando todos los recursos disponibles.
- La segunda forma es ver al suministro intermitente como una realidad, ya sea por las cantidades escasas del recurso hídrico en las fuentes o por el elevado costo que se tendría que pagar para revertirlo a un suministro continuo. Ante esta situación es necesario poder modelar de manera correcta una red en funcionamiento intermitente para realizar planificación y mejoras en la operación.

2.2.1 Modelos Matemáticos

Los modelos de redes de distribución de agua fueron creados pensando en un servicio de funcionamiento continuo y que la demanda de agua se satisface todo el tiempo. Dichos modelos son normalmente “modelos dependientes de la demanda” o “Demand-Dependent Approach” (DDA), es decir que la demanda de agua requerida en cada nodo es un valor fijo ignorando cualquier relación entre la demanda y la presión. Incluso las demandas pueden ser satisfechas, aunque los nodos del modelo matemático tengan

presiones bajas o por debajo de cero. Evidentemente, para un sistema intermitente este enfoque no es realista ya que la cantidad de agua que el usuario puede captar depende de la presión disponible en su conexión y la duración del servicio; y no siempre la demanda del usuario se satisface completamente.

Los modelos “dependientes de la presión” o enfoque “Pressure-Dependent Demand” (PDD) pueden abordar el problema del enfoque DDA ya que el valor de la demanda en los nodos dependen de la presión. Wagner [17] estudió este enfoque y plantea que cuando la presión en el nodo i (p_i) es menor a una presión mínima (p_0) la demanda ($q_{D,i}$) no puede ser satisfecha y tiene un valor de cero. En caso de que la presión en el nodo sea mayor a una presión de referencia (p_f) la demanda del nodo se satisface al 100%. Si la presión del nodo está entre p_0 y p_f el valor de la demanda estará en función de la expresión de Wagner (1). En la *Fig. 11* se representa de manera gráfica esta ecuación.

$$q_{D,i} = \begin{cases} D_i & p_i \geq p_f \\ D_i \left(\frac{p_i - p_0}{p_f - p_0} \right)^e & p_0 < p_i < p_f \\ 0 & p_i \leq p_0 \end{cases} \quad (1)$$

donde:

- p_i : Presión calculada en el nudo
- $q_{D,i}$: Demanda calculada en el nudo
- D_i : Demanda de referencia o demanda solicitada en el nudo
- p_0 : Presión mínima o presión que por debajo de la cual la demanda es cero. En agua potable generalmente tiene un valor de cero ($p_0=0$).
- p_f : Presión de referencia o presión que por encima de la cual la demanda es satisfecha o es independiente de la presión.
- e : Exponente de la relación de demanda/presión. Usualmente tiene un valor igual a 0.5.

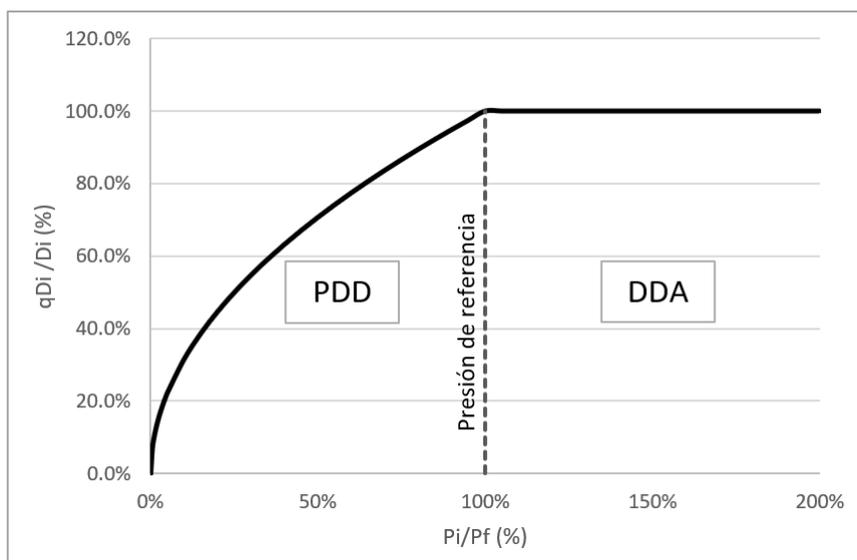


Fig. 11 Comportamiento de la demanda con la presión. Representación de la expresión de Wagner

Hay otro modo de operación que debemos tener en cuenta. Las tuberías de las redes con operación intermitente se vacían completa o parcialmente según la topografía del lugar cada vez después de interrumpirse el servicio, y se vuelven a llenar con agua en el siguiente turno de servicio. Es necesario conocer el proceso de carga en las tuberías y conocer las posiciones de la primera línea de agua en la red en cualquier momento, de manera que, se pueda conocer:

- El tiempo que necesita la red para comenzar a dar servicio.
- El volumen de agua que se necesita para llenar la red.
- Qué sectores o usuarios recibirán el servicio primero.
- El retraso con que recibirían el servicio los usuarios más alejados de la fuente.

Evidentemente, este modo de operación no pueden ser modeladas con softwares basados en régimen permanente. Para resolver esta dificultad, Cabrera-Béjar & Tzatchkov [18] proponen el uso del software libre SWMM (Storm Water Management Model) [19] para simular la carga inicial de las tuberías en flujo no permanente.

2.2.2 Modelo de Cabrera-Béjar

Estos autores proponen una metodología interesante para el modelamiento de redes de agua con suministro intermitente y usuarios que tienen depósitos domiciliarios usando

dos software de dominio público: el SWMM, para simular el llenado inicial y vaciado posterior de las redes de agua, y el EPANET, para cuando el sistema está presurizado [18]

Durante el llenado de las tuberías se tiene inicialmente un flujo no permanente a lámina libre, que puede ser modelada usando las ecuaciones diferenciales de Saint Venant, las cuales representan las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento. Conforme se van llenando las tuberías, el flujo no permanente a superficie libre se convierte primero en flujo no permanente a presión y finalmente a flujo permanente a presión.

Durante el vaciado se tiene el proceso inverso, el flujo a presión se convierte en flujo a lámina libre. Para modelar dicho propósito, el programa SWMM ayuda a resolver este problema. Aunque es utilizado mayormente para la simulación de aguas pluviales y alcantarillado, presenta analogías con el llenado y vaciado de una red de agua potable.

Se puede asemejar la curva de variación del suministro de la fuente de agua como un hidrograma de gastos pluviales que entran en un sistema de redes de drenaje pluvial. Los nodos que utiliza SWMM son pozos de visita, que están abiertos y conectados con la superficie; para simular el llenado y vaciado de redes de agua potable se sustituyen esos nodos con pozos ficticios de una altura muy grande para evitar su “inundación”, así trabajan como si fueran piezométricos. Finalmente, los depósitos domiciliarios (cisterna o tanques de techo) se pueden representar como nodos de depósitos para la regulación de los gastos pluviales.

Representación del modelo de llenado y vaciado en SWMM:

1. El embalse o fuente de suministro agua es representado por depósitos con las dimensiones reales del tanque y su patrón de flujo (ver *Fig. 12, a*)
2. A cada nodo de la red se le asigna un valor grande a la profundidad de sobrecarga para evitar su inundación y modelar las tuberías con flujo a presión.
3. Cada depósito domiciliario se representa como un depósito de almacenamiento con sus respectivas dimensiones.
4. La demanda de agua, tomada por los depósitos domiciliarios, es representada como una curva de aportación con valores negativos.
5. Para simular flujo no permanente debemos activar el método de la “Onda Dinámica”. En este caso, se requiere tener al menos un nodo de descarga en la red. Debido a que no hay tales nodos en una red de agua, se añade un nodo

ficticio y se conecta con una tubería ficticia (“*dummy pipe*”) al nodo real más cercano.

- Después de la simulación, se obtiene la evolución del flujo en las tuberías y la evolución de llenado y vaciado de los depósitos domiciliarios.

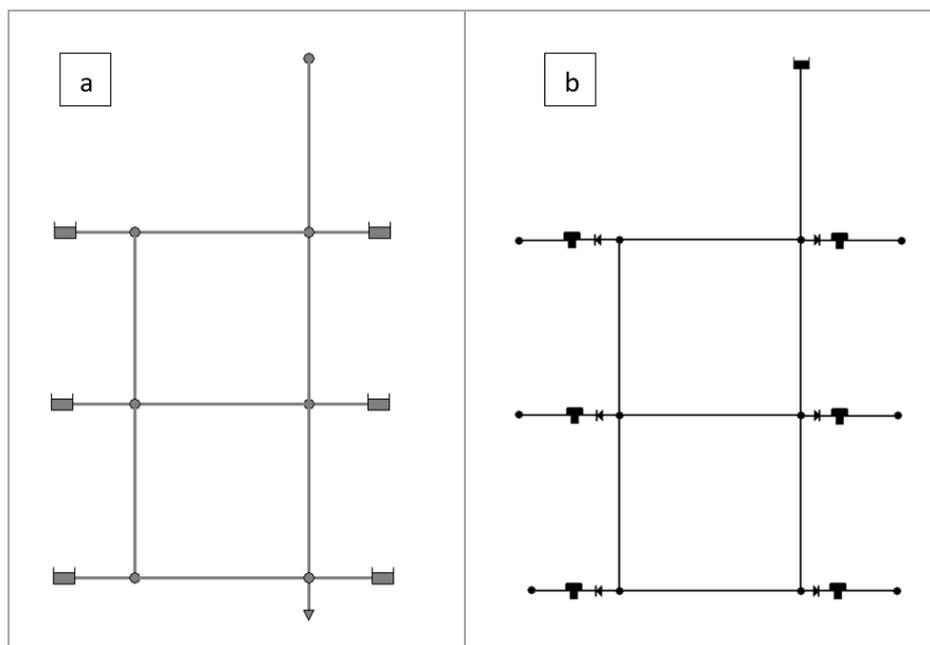


Fig. 12 Red de distribución modelada en: (a) SWMM para el llenado y vaciado de tuberías y (b) EPANET para el régimen permanente a presión.

Representación del modelo en régimen permanente en EPANET:

- Cada depósito domiciliario puede ser modelado como un depósito o tanque conectado con la red. Esto puede ser viable en una red pequeña con pocas acometidas. Sin embargo, en una red grande esto puede ser poco práctico. Para solucionar esto se puede representar un grupo de acometidas con un solo depósito equivalente (ver Fig. 12, b)
- La tubería que conecta a la red con el depósito es usada para representar el caudal de llenado de dichos depósitos que dependen principalmente de la pérdida de carga en la tubería.
- La tubería que sale del tanque es usada para representar el uso del agua del usuario.
- Los nodos de demanda se pueden representar como un emisor.

En la *Fig. 13* se muestran los elementos ficticios que se deben añadir en EPANET para representar los depósitos domiciliarios y el consumo de los usuarios:

- NCR, nodo de conexión o empalme a la red de distribución.
- TC, tubería de conexión o acometida.
- DEP, depósito domiciliario que puede ser una cisterna o un tanque de techo.
- DP “dummy pipe” o tubería con pérdida de carga casi cero.
- NC, nodo de consumo.

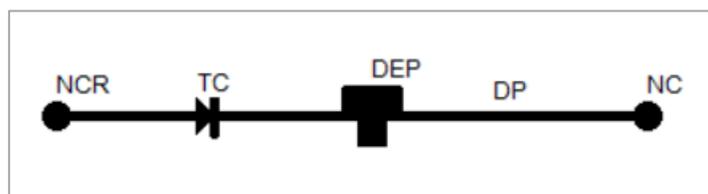


Fig. 13 Elementos ficticios añadidos para representar un sistema intermitente en EPANET

Alberto Campisano [20] realizó simulaciones con una red de distribución en Sicilia usando este método y comparándolo con valores de campo. Encontraron que la metodología SWMM-EPANET proporciona buenos resultados comparados con los datos disponibles de los experimentos de campo realizados en la red. En estas simulaciones muestran la distribución desigual del agua durante el proceso de llenado de las tuberías. Los nodos más alejados a la fuente y con mayor elevación fueron afectados en mayor medida.

Como se ha descrito, existen varias propuestas de modelos matemáticos para poder simular una red de agua con suministro intermitente. Para este desafío de la BIWS se requiere un modelo que represente qué fracción de la demanda es suministrada cuando existen presiones deficientes en la red. Además, la representación de los usuarios debe ser mediante nodos y no por depósitos para evitar excesivos tiempos de cálculo e incrementar la complejidad de la red. Por ello se propone utilizar el modelo de demandas dependientes de la presión de Wagner. Este modelo viene integrado en la versión 2.2 de EPANET.

2.3 Modelos de Fugas

Las fugas en los sistemas de distribución de agua es un tema de mucha importancia para los gestores y operadores de los abastecimientos a nivel mundial. Las pérdidas de agua pueden darse a lo largo de toda la línea de producción y distribución de agua potable.

Según Delgado [21], las fugas pueden darse debido a múltiples motivos:

- Uso de materiales inadecuados o defectuosos.
- Roturas de tuberías ocasionadas por una mala instalación.
- Errores de operación del sistema que conllevan a excesos de presión.
- Corrosión de tuberías.
- Falta de mantenimiento o renovación de tuberías que ya superaron su vida útil.

Como se ha visto anteriormente, el funcionamiento intermitente de un sistema de distribución puede crear condiciones favorables para la aparición de fugas. Con la creciente escases del agua a nivel mundial, hay un gran interés en reducir estas pérdidas de agua y poder tener un mayor volumen disponible. Para ello es importante contar con un modelo hidráulico que pueda representar de la mejor manera las fugas en una red de distribución.

El comportamiento hidráulico básico de las fugas se puede representar con el modelo de Torricelli según la ecuación (2), que estudia el flujo a través de un pequeño orificio. Este flujo depende de la diferencia de presión en el orificio. Es decir, a mayor presión, mayor caudal.

$$q = AC_d\sqrt{2gh} \quad (2)$$

donde q es el caudal, C_d es el coeficiente de descarga, A es el área del orificio, g es la aceleración de la gravedad y h es la diferencia de presión sobre el orificio.

Si se adapta esta ecuación para representar un modelo de fugas se puede describir como en la ecuación (3):

$$q = kP^\alpha \quad (3)$$

donde k es el coeficiente de fugas, P es la presión sobre la fuga y α es el exponente de fugas. Normalmente α toma un valor de 0.5 como semejanza al modelo de Torricelli,

pero se ha observado que puede tomar entre 0.5 y 2.79. Esto significa que las fugas en los sistemas de agua son mucho más sensibles a la presión de lo que se cree. J. E. van Zyl [22] menciona que esta variación de los valores de α dependen de factores como el tipo de rotura y material de la tubería (ver *Tabla 1*), de la hidráulica del suelo, y la demanda de agua.

Tabla 1 Valores experimentales del exponente de fugas dependiendo del tipo de falla y material.

Fuente: Adaptado de J.E. van Zyl & Clayton [22]

Tipo de Falla	Exponente de fuga (α)		
	PVC-U	Asbesto Cemento	Acero
Agujero circular	0.52	-	0.52
Fisura longitudinal	1.38-1.85	0.79-1.04	-
Fisura circunferencial	0.41-0.53	-	-
Piquetes por corrosión	-	-	0.67-2.30

Germanopoulos [23] plantea las fugas en una tubería como dependientes de la presión y la longitud de la misma de acuerdo con la siguiente ecuación empírica:

$$q_{ij} = \beta \cdot L_{ij} \cdot P_{ij}^N \quad (4)$$

Donde:

- q_{ij} es el caudal fugado en la tubería,
- β es una constante que depende de las características de las fugas y del tipo de red,
- L_{ij} es la longitud de la tubería,
- N es el exponente de fuga que el autor sugiere un valor de 1.18 y
- P_{ij} es la presión promedio de los nodos terminales de la tubería: $P_{ij} = (P_i + P_j)/2$

Otros autores O.Piller & J.E. van Zyl [24] sugieren un nuevo modelo de fugas ya que la ecuación de potencia no proporciona una buena caracterización de la respuesta de presión de una fuga, obteniendo diferentes exponentes de fuga para la misma fuga sometida a diferentes presiones. Sostienen que en la deformación elástica el tamaño de la fuga tiende a aumentar si la presión aumenta. Aunque en las fugas en tuberías plásticas también se ven afectada por la histéresis.

Para resolver este problema plantean reemplazar una ecuación lineal (5) para el área de fuga en función de la presión en la ecuación del orificio (2). Es decir que el área de la fuga varía con la presión del agua de forma lineal.

$$A = A_0 + mh \quad (5)$$

Donde:

- A es el área del orificio,
- A_0 es el área inicial (cuando la diferencia de presión es cero),
- m es la pendiente presión-área y depende de las propiedades de la fuga y las características del material de la tubería.

Si la ecuación (5) la reemplazamos en (2) resulta la siguiente expresión:

$$q = C_d \sqrt{2g} (A_0 + mh) h^{0.5} \quad (6)$$

2.3.1 Representación de fugas en EPANET

Tradicionalmente, las fugas eran modeladas con la hipótesis de rendimiento volumétrico uniforme en toda la red. Es decir, se asignaba un porcentaje adicional de pérdidas de agua en cada nodo de demanda. Este procedimiento es aproximado y supone proporcionalidad entre caudales de fuga y caudales controlados cuando en realidad el rendimiento varía a lo largo del tiempo y toma valores distintos en unas zonas u otras de la misma red.

Una mejor aproximación sería independizar los caudales de demanda (usuarios) y los caudales fugados. Los primeros representarlos como nudos de consumo útil y los segundos como nudos de consumo no controlado (fugas), siendo estos últimos nodos ficticios.

Vela, Martínez & García-Serra [25] proponen un método para representar las fugas en un modelo matemático (*Fig. 14*) basándose en la descarga a través de un orificio según la ecuación (7). Asumen como hipótesis, para efectos de cálculo, que se puede simular el caudal fugado con una válvula de descarga libre, cuyo coeficiente de descarga sea conocido. Mientras en los nudos reales la presión será incógnita y el caudal dato, en los nodos ficticios pasará a ser justo lo contrario. El coeficiente de la válvula se supondrá

dato, siendo su valor determinado mediante un calibrado del modelo en el estado de carga valle.

$$q = K\sqrt{P_i - P_{sal}} \quad (7)$$

En la ecuación anterior, q es el caudal fugado, K es el coeficiente de la válvula simuladora del comportamiento del conjunto defectos de la zona de fuga, P_i es la presión del nudo real, P_{sal} es la presión de salida que en caso de descarga libre a la atmósfera tiene valor cero.

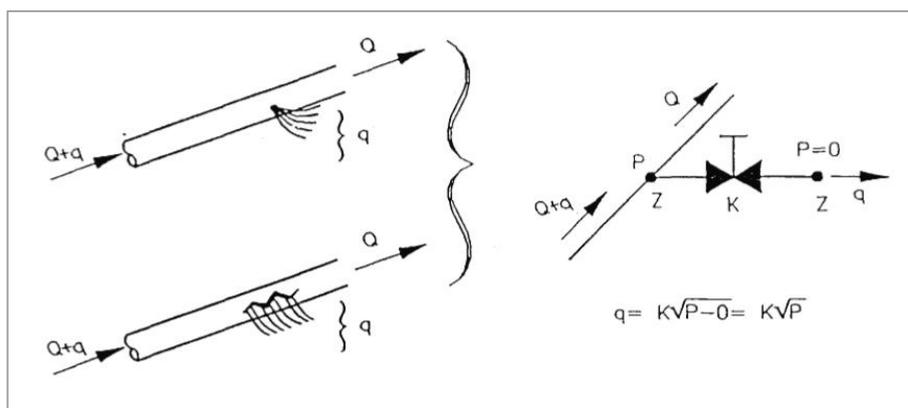


Fig. 14 Representación de fugas en un modelo matemático. Fuente: Estrategias óptimas para la reducción de pérdidas de agua en sistemas de abastecimiento (1994)

Estos modelos de fugas pueden ser representados de diversas maneras, dependiendo del objetivo, nivel de detalle y precisión que se quiere alcanzar. Para la BIWS no se requiere una representación de las fugas tan detallada ya que el objetivo principal son las mejoras a una red con suministro intermitente. Por ello se propone usar el modelo de emisor básico representado en la ecuación (3).

Actualmente, Epanet 2 tiene implementado el elemento emisor que se comporta de forma similar a la ecuación (3). Con la implementación del nodo emisor en los modelos hidráulicos, las fugas pueden ser modeladas con este elemento ya que el valor de su demanda está en función de la presión. Hay que tener en cuenta una limitación de este modelo y es que un emisor puede admitir aportes de caudal a la red si la presión es negativa.

3. Criterios, Restricciones e Instrucciones de la BIWS

3.1 Objetivo

El desafío propuesto en esta batalla denominada “Battle of the Intermittent Water Supply” (BIWS) se enfoca en establecer la mejor estrategia para la rehabilitación de una red de agua deteriorada, en operación intermitente por sectores y con usuarios que cuentan con depósitos domiciliarios.

Esta rehabilitación se realizará con un monto fijo anual a invertir en 5 años. El objetivo es cumplir los criterios para los que se diseñó inicialmente la red: suministro continuo a todos los usuarios, y garantizar una presión mínima en todos los nodos. Las posibles intervenciones a realizar son:

- Reparación de fugas.
- Sustitución de tuberías.
- Instalación de nuevas válvulas.
- Instalación de nuevas bombas.
- Instalar variadores de velocidad a las bombas.
- Ampliación de la capacidad de los depósitos de almacenamiento.

Los resultados de estas actuaciones se pueden medir a través de una serie de indicadores que miden:

- las horas de disponibilidad del recurso por usuario,
- el número de usuarios con suministro continuo,
- el déficit de suministro,
- el volumen fugado,
- la presión de suministro,

- el consumo energético o
- una estimación de la cantidad de aire presente en las tuberías.

La solución deseable sería la de obtener los mejores valores de los indicadores antes mencionados.

3.2 Características del Modelo Hidráulico

El modelo hidráulico propuesto está basado en una red real de abastecimiento de agua de España que se le ha denominado con el nombre “E-Town”. La red se diseñó originalmente para ser alimentada por gravedad desde un solo reservorio (R1), ver *Fig. 15*.

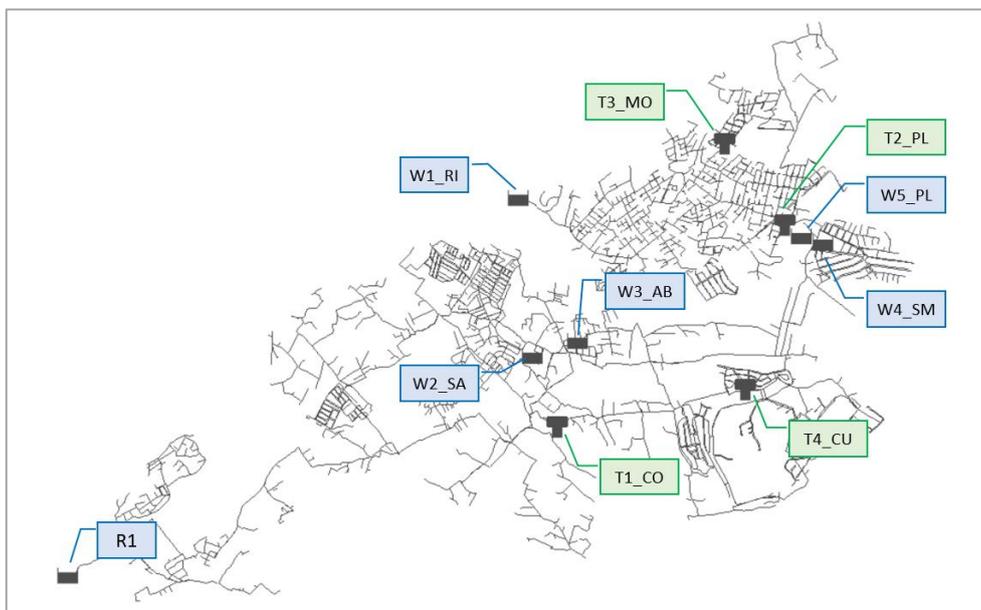


Fig. 15 Ubicación de fuentes y depósitos de almacenamientos en E-Town

Inicialmente, el caudal medio que se podía extraer de esta fuente era suficiente para cubrir las necesidades de la población. Sin embargo, el aumento de la demanda con la aparición de fugas, la incorporación de nuevos usuarios y la instalación de tanques domésticos hicieron que la capacidad de la fuente principal fuera insuficiente, lo que obligó a perforar nuevos pozos para atender el aumento de la demanda. Actualmente, la oferta total de agua es 300 L/s. El sistema de agua es una red compleja que tiene varios elementos como bombas, tanques y válvulas (ver *Tabla 2*). El consumo de agua

de los usuarios de E-Town sigue un patrón muy variado y una demanda media de 202.77 l/s, por lo cual se tienen caudales picos de hasta 443.17 L/s (ver Fig. 16)

Tabla 2 Cantidad de elementos de la red E-Town

Elementos	Cant (und)
Número de Nudos	2859
Número de Reservorios	6
Número de Tanques	4
Número de Tuberías	3231
Número de Bombas	7
Número de Válvulas	15

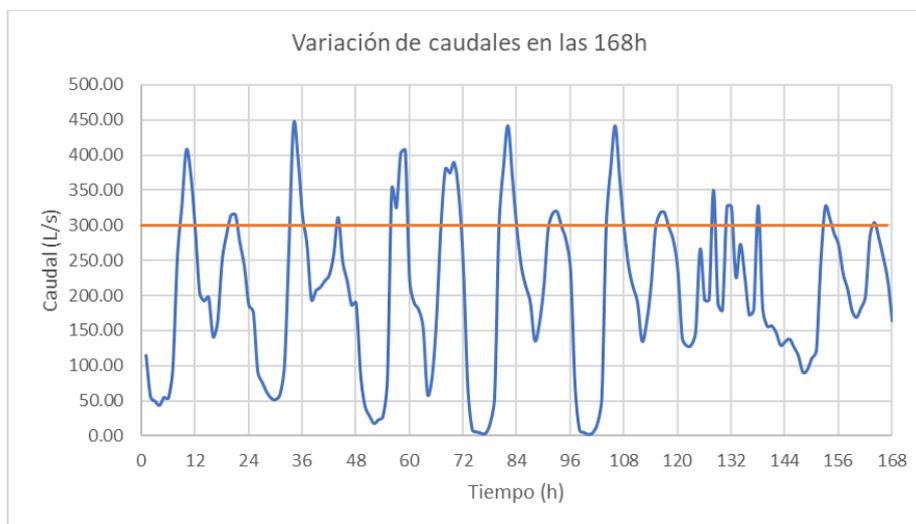


Fig. 16 Variación de caudales en E-Town en 168h

E-Town se abastece de una fuente principal del tipo manantial natural ubicado a una elevación de 165 m y cinco pozos con sus respectivos equipos de bombeo. Además, existen cuatro depósitos de almacenamiento con volúmenes que varían de 186 m³ a 3469 m³ (ver Tabla 3). El depósito T2_PL cuenta con una estación de bombeo en la parte baja (bombas B_PT1 y B_PT2).

Tabla 3 Datos físicos de depósitos de almacenamiento de E-Town

Tanque	Elevación (m)	Nivel mínimo (m)	Nivel máximo (m)	Diámetro (m)	Volumen (m3)
T1_CO	107	0	4	33.23	3469.0
T2_PL	79	0	4	20.31	1295.9
T3_MO	52.91	0	3.5	8.42	194.9
T4_CU	92.19	0	3.5	8.23	186.2

La red presenta una topografía variable donde hay sectores con elevaciones de 20 m hasta otros con 120 m. Por lo cual, existen zonas desfavorables con presiones deficientes (ver Fig. 17).

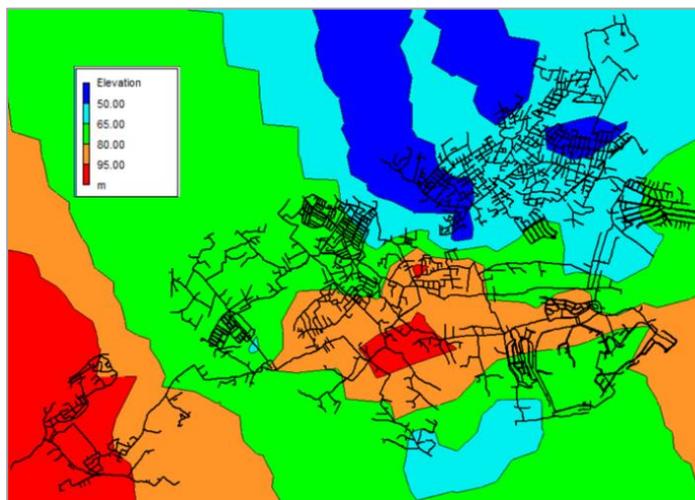


Fig. 17 Mapa de elevaciones de la red E-Town

Los diámetros de las tuberías existentes en E-Town están en un rango de 20mm a 450mm. Se puede observar un tramo largo con diámetros grandes que pueden representar una línea principal. Además, las tuberías presentan valores de coeficientes de rugosidad C_{Hyw} desde 75 a 120.

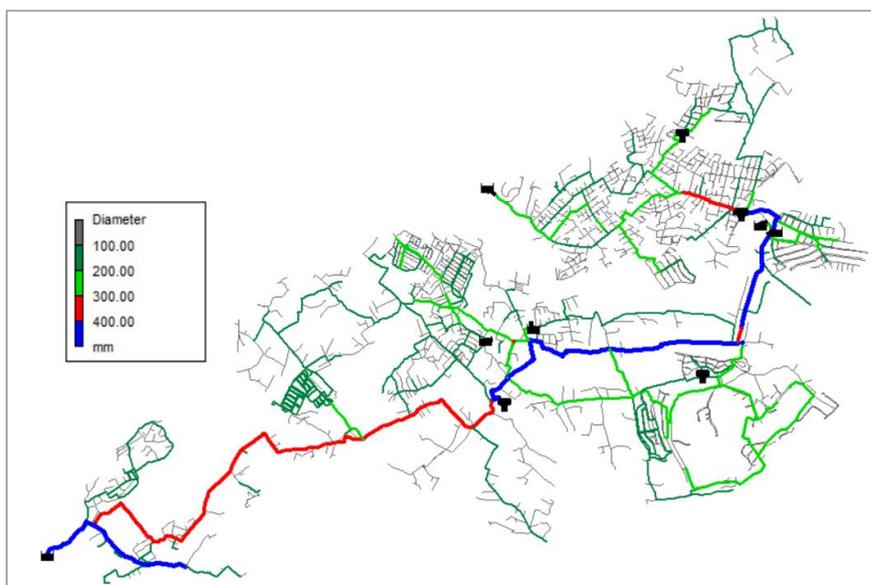


Fig. 18 Diámetros de tuberías de la red E-Town

3.3 Asunciones Iniciales

Para hacer manejable el desarrollo de una solución a un reto tan amplio y homogeneizar las propuestas de los diferentes participantes, el comité organizador propone una serie de simplificaciones y supuestos iniciales a tener en cuenta:

3.3.1 Las fuentes de agua

Cada fuente de suministro tiene una capacidad máxima que se mantendrá constante durante todo el período de simulación. Las seis posibles fuentes de suministro de agua disponibles en este problema se enumeran en la *Tabla 4*. Esta tabla especifica el nivel de la lámina de agua en la fuente y el caudal máximo que se puede extraer de cada una de ellas.

Tabla 4 Datos de fuentes de E-Town

Fuente	Tipo	Nivel de agua (m)	Caudal máximo (l/s)
R1	Manantial natural	164.95	200
W1_RI	Pozo (bombeo)	13	20
W2_SA	Pozo (bombeo)	58	10
W3_AB	Pozo (bombeo)	52	15
W4_SM	Pozo (bombeo)	32	40
W5_PL	Pozo (bombeo)	25	15
Total			300

3.3.2 La infraestructura

Las causas del suministro intermitente radican únicamente en el deterioro de la infraestructura (fugas y reducción de capacidad) y consumos descontrolados. El diseño de la red permanecerá sin cambios durante todo el período de 5 años. No obstante, los elementos reguladores de la red podrán ser modificados. Además, se pueden añadir tantos elementos de control como sean necesarios. Cada uno de estos tiene un costo asociado que se detallará más adelante.

Hay algunas restricciones para añadir elementos a la red:

- Las válvulas solo se pueden instalar en tuberías existentes y con un diámetro lo más cercano posible al de la tubería en que se instala. Excepcionalmente, se pueden instalar válvulas sin coste asociado en aquellas tuberías conectadas a depósitos y que estaban cerradas inicialmente.

- Solo se podrán reponer las tuberías existentes e inicialmente definidas.
- Las bombas existentes podrán reemplazarse por otras nuevas, teniendo en cuenta sus costos de inversión. Ninguna de las bombas existentes tiene variador de frecuencia. Si se desea incorporar uno, habrá que considerar el coste de este dispositivo.

3.3.3 Situación inicial de la red

La red existente cuenta con una serie de elementos de control (válvulas de aislamiento, válvulas de control de presión y válvulas de control de caudal). La red también cuenta con una serie de pozos en los que la capacidad de bombeo es limitada. Además, la capacidad del embalse principal también es limitada (*Tabla 4*). También, existe una estación formada por las bombas B_PT1 y B_PT2 que extraen agua del depósito T2_PL.

Los participantes deberían proponer inicialmente un modo de funcionamiento adecuado que, de acuerdo con la capacidad de la red, permita al mayor número posible de usuarios suministrarse durante el mayor tiempo posible. Para ello, deben configurar los estados de los elementos individuales de la red (válvulas, bombas, etc.). Es decir, se debe decidir el estado inicial (ON/OFF) de cada uno de los elementos, y se deben indicar los momentos en los que se produce un cambio de estado de estos elementos.

Hay una serie de tuberías en el modelo hidráulico que inicialmente están cerradas. Las tuberías inicialmente cerradas se muestran en la *Tabla 5*. Estas tuberías cerradas se asume que tienen una válvula ubicada en el extremo del nodo inicial. Lógicamente, estas válvulas se podrán aperturar sin costos asociados. La red de agua tiene un total de 3591 fugas distribuidas a lo largo de toda la red. Estas fugas no están representadas en el modelo hidráulico, sin embargo, el participante deberá tenerlas en cuenta. La *Fig. 19* muestra la interpretación de la ubicación de las fugas con respecto a la válvula de aislamiento de una tubería cerrada. La figura muestra el caso de una tubería con dos fugas ubicadas a distancias (L_1 y L_2) del nudo inicial y cuyos coeficientes de fuga son k_1 y k_2 .

Tabla 5 Tuberías cerradas con válvulas de aislamiento en el modelo

Tuberías	L1143	L2088	L1063	L2446	L2450	L1156
	L1544	L1004	L2616	L1921	L3271	L1155

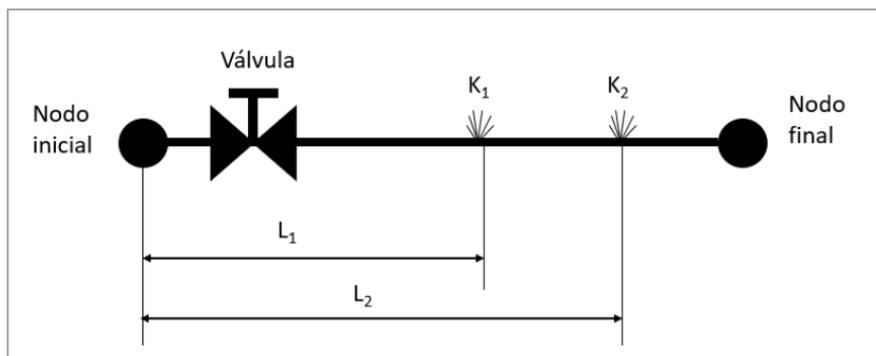


Fig. 19 Ubicación de válvula de cierre y fugas en una tubería cerrada.

Para cerrar cualquier tubería del modelo será necesario instalar previamente una válvula, excepto en el caso de las líneas indicadas en la *Tabla 5* donde ya está instalada la válvula.

3.3.4 Inversiones

La cantidad de dinero a invertir cada año es fija: 650 000 €/año. Este presupuesto anual no podrá ser superado en ningún momento. Las inversiones se concentran en el primer día del año, estando operativas durante todo el año todas las mejoras realizadas a principios de año. Cada tipo de inversión tiene un coste asociado. Las inversiones podrán ser utilizadas a partir del año 1. En el año inicial no se podrán realizar inversiones.

Las inversiones pueden ser utilizadas para llevar a cabo cualquiera de las siguientes acciones:

- Detección y reparación de fugas. Las fugas son conocidas a priori, pero cada fuga tendrá un costo asociado de detección y reparación.
- Reemplazo completo de una tubería por una nueva. No está permitido instalar tuberías en paralelo con las existentes.
- Instalar nuevas válvulas en la red. Se consideran dos tipos de válvulas: válvulas de control y válvulas de aislamiento. Las válvulas de control pueden ser de tres tipos diferentes: válvulas reductoras de presión (PRV), válvulas sostenedoras de presión (PSV) y válvulas limitadoras de flujo (FCV). Para todas las válvulas de control, la configuración puede variar a lo largo de la simulación. Las válvulas de

aislamiento no introducen pérdidas de carga y tienen solo dos posiciones (abierta o cerrada).

- Aumentar la capacidad de los depósitos de la red. Dadas las limitaciones de espacio, no será posible aumentar el diámetro de los depósitos existentes a un valor superior al doble del inicialmente disponible. Los niveles mínimo y máximo no podrán cambiar durante la expansión del tanque. El nivel inicial se recalculará en función de la ampliación realizada, de manera que se mantenga el mismo volumen que había inicialmente.
- Reemplazar las bombas de pozo existentes (ver *Tabla 6*) por unas nuevas de igual o mejores prestaciones. El único lugar donde es posible instalar bombas nuevas en paralelo con las existentes es la estación de bombeo con las bombas B_PT1 y B_PT2 (ver *Fig. 20*). Para el resto de las bombas, al estar instaladas en el sondeo de un pozo, no es posible instalar bombas en paralelo.

Tabla 6 Características de bombas existentes en E-Town

Bomba	Qb (L/s)	Hb (m)	n%
B_PT1	13.89	30	65
B_PT2	13.89	30	65
B_AB	15	70	65
B_RI	20	80	65
B_SA	10	40	65
B_SM	50	10	65
B_PL	15	75	65

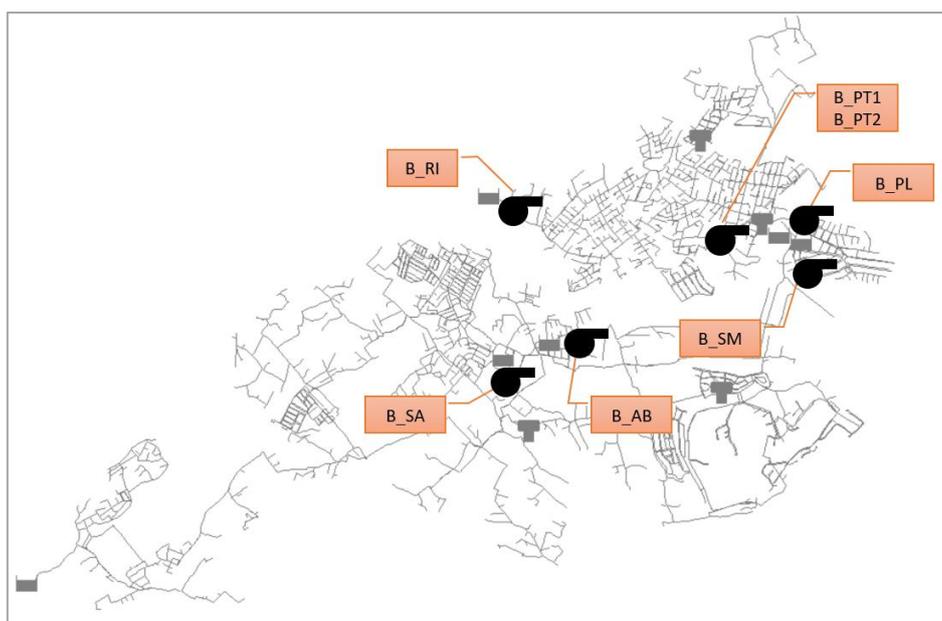


Fig. 20 Ubicación de Estaciones de Bombeo en E-Town

- Instalar variadores de frecuencia en las bombas existentes. Una vez que se instala el variador, la bomba puede funcionar a velocidades diferentes de la velocidad nominal. La variación de la eficiencia de las bombas a velocidades diferentes a la nominal se realizará utilizando el ajuste de velocidad de bomba de Sarbu y Borza [26] y la corrección propuesta por Marchi y Simpson [27]

3.3.5 Pozos de bombeo

Se supone que el nivel dinámico de cada uno de los pozos no varía a lo largo de la simulación. Este nivel es igual a la altura piezométrica del depósito instalado inmediatamente aguas arriba de la bomba (ver *Tabla 4*). Este reservorio representa el nivel de agua en el pozo. Todas las bombas de pozo están definidas por su punto de mejor eficiencia (BEP), definido por la altura H_0 y el caudal Q_0 . Desde este punto se definen todas las demás características de la bomba. La curva característica (H-Q) de cada bomba viene dada por la ecuación:

$$H = \frac{4}{3}H_0 \left(1 - \frac{Q^2}{4Q_0^2}\right) \quad (8)$$

Por otro lado, la curva (η -Q) indica la eficiencia de la bomba como una función del caudal y viene dada por la ecuación:

$$\eta = \eta_0 \left[2 \cdot \frac{Q}{Q_0} - \left(\frac{Q}{Q_0}\right)^2\right] \quad (9)$$

donde:

- Q_0 es el caudal nominal,
- H_0 es la altura nominal y
- η_0 es la eficiencia de la bomba en el BEP. Para las bombas nuevas el valor de η_0 es 80% y para bombas existentes es 65%.

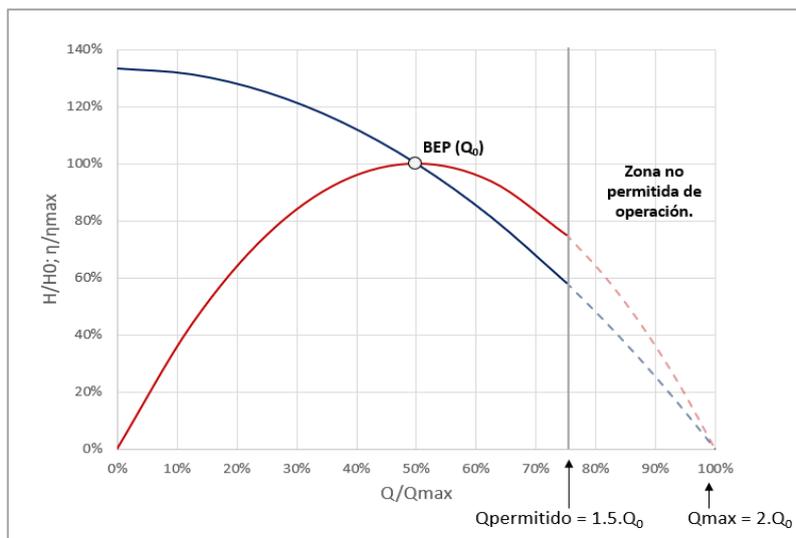


Fig. 21 Curvas porcentuales de la bomba

De la ecuación (8), se puede observar que el caudal máximo teórico que puede entregar una bomba sería $2(Q_0)$. Por ello se plantea que el caudal máximo de operación de cualquier bomba nunca deberá exceder el caudal de diseño de la bomba Q_0 en más del 50%. Es decir, el caudal máximo que puede entregar una bomba es $1.5(Q_0)$. (Fig. 21)

Se dispone de un catálogo con 153 modelos de bombas especificados en la *Tabla 7* con un rango de caudales de 10 a 50 l/s y un rango de alturas de 10 a 90 m.

Tabla 7 Modelo de bombas disponibles

H (m)	Q (l/s)								
	10	15	20	25	30	35	40	45	50
10	C_10/10	C_10/15	C_10/20	C_10/25	C_10/30	C_10/35	C_10/40	C_10/45	C_10/50
15	C_15/10	C_15/15	C_15/20	C_15/25	C_15/30	C_15/35	C_15/40	C_15/45	C_15/50
20	C_20/10	C_20/15	C_20/20	C_20/25	C_20/30	C_20/35	C_20/40	C_20/45	C_20/50
25	C_25/10	C_25/15	C_25/20	C_25/25	C_25/30	C_25/35	C_25/40	C_25/45	C_25/50
30	C_30/10	C_30/15	C_30/20	C_30/25	C_30/30	C_30/35	C_30/40	C_30/45	C_30/50
35	C_35/10	C_35/15	C_35/20	C_35/25	C_35/30	C_35/35	C_35/40	C_35/45	C_35/50
40	C_40/10	C_40/15	C_40/20	C_40/25	C_40/30	C_40/35	C_40/40	C_40/45	C_40/50
45	C_45/10	C_45/15	C_45/20	C_45/25	C_45/30	C_45/35	C_45/40	C_45/45	C_45/50
50	C_50/10	C_50/15	C_50/20	C_50/25	C_50/30	C_50/35	C_50/40	C_50/45	C_50/50
55	C_55/10	C_55/15	C_55/20	C_55/25	C_55/30	C_55/35	C_55/40	C_55/45	C_55/50
60	C_60/10	C_60/15	C_60/20	C_60/25	C_60/30	C_60/35	C_60/40	C_60/45	C_60/50
65	C_65/10	C_65/15	C_65/20	C_65/25	C_65/30	C_65/35	C_65/40	C_65/45	C_65/50
70	C_70/10	C_70/15	C_70/20	C_70/25	C_70/30	C_70/35	C_70/40	C_70/45	C_70/50
75	C_75/10	C_75/15	C_75/20	C_75/25	C_75/30	C_75/35	C_75/40	C_75/45	C_75/50
80	C_80/10	C_80/15	C_80/20	C_80/25	C_80/30	C_80/35	C_80/40	C_80/45	C_80/50
85	C_85/10	C_85/15	C_85/20	C_85/25	C_85/30	C_85/35	C_85/40	C_85/45	C_85/50
90	C_90/10	C_90/15	C_90/20	C_90/25	C_90/30	C_90/35	C_90/40	C_90/45	C_90/50

3.3.6 Sectores de suministro

Uno de los objetivos del reto es definir el esquema de funcionamiento inicial más adecuado para la instalación. Para este propósito, solo se pueden usar las válvulas instaladas inicialmente (ver *Fig. 22*). La distribución de los diferentes sectores de suministro puede redefinirse en el tiempo (año a año). Para ello, se pueden utilizar las válvulas existentes y sustituir las válvulas de aislamiento por válvulas de control (PRV, PSV o FCV). Además de las válvulas que regulan las entradas a cada sector, es posible instalar más válvulas de aislamiento o control en otros puntos de la red para controlar el sistema.

No hay muchas válvulas instaladas en la red. Las válvulas de regulación o “Throttle Control Valves” (TCV) del modelo EPANET se pueden considerar como válvulas de aislamiento. Cualquier otro tipo de válvula del modelo (PRV, FCV, PSV) también puede ser considerada como válvula de aislamiento en su caso. Además, hay una serie de tuberías inicialmente cerradas en el modelo. Como se explicó en el punto 3.3.3 se considera que estas tuberías tienen una válvula de aislamiento conectada inmediatamente adyacente al nodo inicial en el modelo.

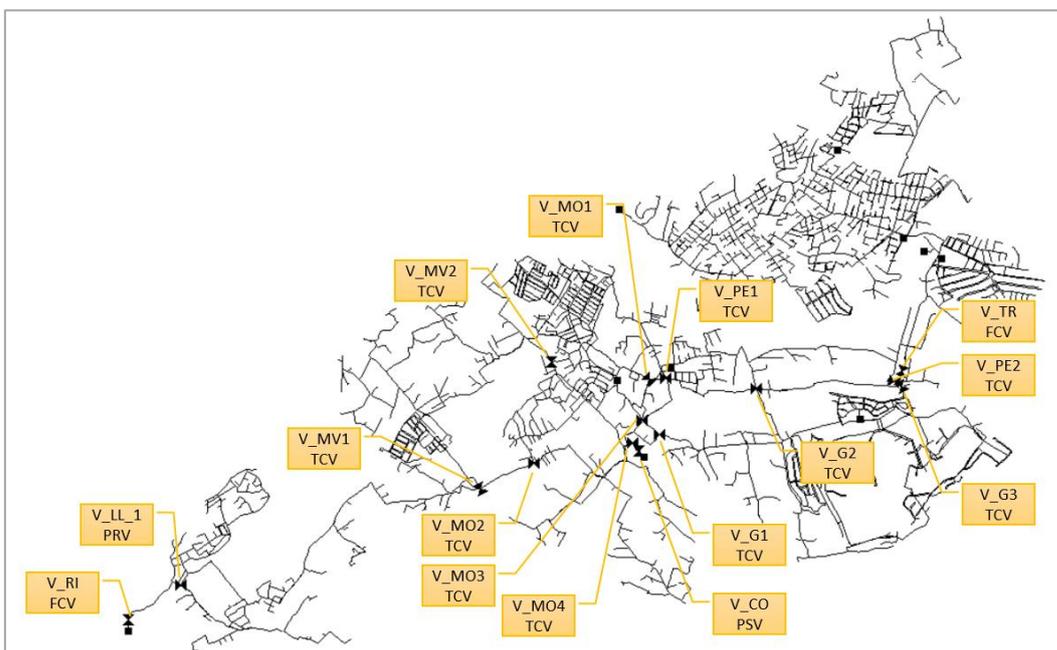


Fig. 22 Ubicación de Válvulas en E-Town (ID/Tipo)

En resumen, hay diferentes tipos de válvulas en el modelo:

- Válvulas de Aislamiento: son las que están en el modelo como líneas cerradas. Estas válvulas pueden estar completamente abiertas o cerradas. No se pueden utilizar para la regulación introduciendo una pérdida de carga.
- Válvulas de Regulación (TCV): Son válvulas de regulación manual en las que se puede definir el coeficiente de pérdida. También se pueden utilizar como válvulas de aislamiento, ya que se pueden abrir o cerrar por completo.
- Válvulas automáticas (PRV, PSV, FCV): Se pueden utilizar como válvulas de aislamiento ya que pueden abrirse o cerrarse completamente. Además, pueden funcionar como válvulas de control de flujo o presión.

La operación y uso de las válvulas existentes no tiene costos asociados. El cambio de cualquiera de estas funcionalidades implica la necesidad de instalar una nueva válvula, y por lo tanto hay que considerar su costo. La alimentación de los diferentes sectores preestablecidos puede ser controlada mediante la apertura y cierre de las válvulas, según la propuesta de cada participante.

3.3.7 Simulación hidráulica

El funcionamiento de la red es el mismo durante las 52 semanas del año. Sin embargo, cambiará de un año a otro dependiendo de las inversiones realizadas y los cambios en la forma en que se controla la red. Las seis simulaciones hidráulicas (estado inicial y situación tras cada uno de los cinco años de inversión) se consideran independientes. Es decir, no es necesario que el nivel de los depósitos o el estado de los elementos al final de un año coincida con el nivel o estado inicial del año siguiente. En otras palabras, el nivel inicial de los tanques en cada una de las seis simulaciones debe ser el que haga que el volumen inicial de agua sea el mismo que en el archivo original. El estado inicial y configuración de los elementos (bombas, válvulas, líneas) puede ser diferente en cada uno de los seis escenarios.

El modelo hidráulico está configurado para un análisis PDA. Por lo tanto, no se garantiza el abastecimiento de la demanda deseada y pueden presentarse periodos deficitarios. El número y la ubicación de las fugas no aumentarán durante todo el período. Sin embargo, la intensidad de la fuga crece exponencialmente con el tiempo, si no se repara.

Es decir, los valores del coeficiente de fuga deben actualizarse al comienzo de cada año.

A continuación, se muestran los valores de configuración general del modelo hidráulico E-Town:

Tabla 8 Configuración del modelo hidráulico E-Town

Propiedad	Valor
Modelo de demanda	PDA
Presión mínima (mca)	0
Presión requerida (mca)	10
Exponente de presión (e)	0.5
Exponente de emisor (α)	1
Duración total (h)	168
Intervalo de tiempo (h)	1

Para el control de los elementos de la red, solo estará permitido el uso de controles simples que puedan implementarse en el software EPANET. Los controles simples son aquellos que modifican las conexiones en función de una sola condición. Estos se utilizan para cambiar el estado o la configuración de una conexión en función del nivel de agua del tanque, de la presión en un nodo, del momento de simulación o una hora del día.

3.4 Modelación de los Elementos de la Red

3.4.1 De fugas

El modelo hidráulico inicialmente propuesto no tiene incorporado el modelo de fugas. Las fugas deberán incorporarse al modelo de acuerdo con las instrucciones que se mencionan en este apartado. Las fugas se declaran como eventos puntuales, indicando su coeficiente de fuga k_0 y su ubicación exacta a lo largo de las tuberías. Las fugas se simularán como emisores en EPANET, según la ecuación (3).

Se supondrá que las fugas no reparadas crecen exponencialmente con el tiempo. Es decir, cada año aumenta el volumen de fugas de acuerdo con la siguiente expresión:

$$k = k_0 \cdot e^{0.25 \frac{w}{260}} \quad (10)$$

donde:

- k es el coeficiente de fuga actualizado,
- k_0 es el valor inicial del coeficiente de fuga y
- w es el número de semanas desde que inició la fuga.

Sin embargo, el valor del coeficiente k para cada fuga no reparada se actualizará al principio de cada año y se mantendrá constante durante las 52 semanas del año. En total existen 3591 fugas distribuidas en toda la red. En la *Tabla 9* se muestra un extracto a modo de ejemplo de los datos brindados para las fugas. El comité organizador entregó un archivo con la relación de todas las fugas llamado “Leakage.xlsx”.

Tabla 9 Posición y coeficiente de fugas (Ejemplo)

Tubería	Longitud desde el nodo inicial (m)	Coef (k_0)
L343	40.28	0.000800
L344	21.97	0.000015
L10	8.69	0.000810
L1009	21.33	0.001400
L1010	27.80	0.000270

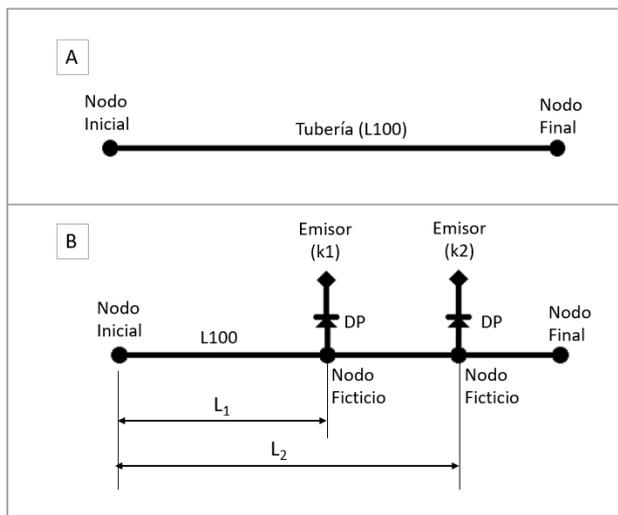


Fig. 23 Modelo de fugas sugerido por el comité organizador.

A: Tubería sin modelo de fugas. B: Tubería con modelo de fugas incorporado

El modelo propuesto para representar las fugas es como se observa en la *Fig. 23*. En A se observa una tubería típica del modelo hidráulico sin modelo de fugas. En B se tiene a la tubería con el modelo de fugas incorporado. Para ello, se debe añadir dos nodos y una línea por cada fuga. El primer nodo, ficticio, se comporta como un nodo de conexión

(este nodo tiene demanda cero y elevación igual al resultado de interpolar las elevaciones del nodo inicial y final). El segundo nodo se va a representar como un nodo emisor el cual tendrá un coeficiente de fugas de acuerdo con la ecuación (3). El emisor tendrá una elevación igual al nodo ficticio. Luego se debe introducir una línea que une el nodo ficticio con el emisor con una válvula de retención de manera que se evite el ingreso de flujo a la red cuando existan presiones negativas en el emisor. La tubería inicial quedará dividida en longitudes que dependen de la distancia de la ubicación de las fugas.

3.4.2 De tanques domiciliarios

El modelo de red completo representaría el comportamiento de los tanques domésticos por cada usuario que pueden ser depósitos en superficie o cisternas y depósitos de techo. Sin embargo, esto implica la integración dinámica de la ecuación de continuidad en miles de tanques pequeños, lo que daría como resultado un aumento increíble en el tiempo computacional. Alternativamente, en este problema, el comportamiento de los usuarios se representará como demandas dependientes de la presión (PDD), como se describe en la Toolkit 2.2 de EPANET. En concreto, la representación del consumo demandado en un nodo i vendrá dada por la expresión de Wagner de la Ecuación (1). Para este desafío, todos los nodos de consumo se considerarán fijos los siguientes parámetros:

- $p_0 = 0$ m
- $p_f = 10$ m
- $e = 0.5$

Por lo cual la ecuación (1) quedaría de la siguiente manera:

$$q_{D,i} = \begin{cases} D_i & p_i \geq 10 \\ D_i \left(\frac{p_i}{10}\right)^{0.5} & 0 < p_i < 10 \\ 0 & p_i \leq 0 \end{cases} \quad (11)$$

Es decir que la demanda de los usuarios no podrá ser satisfecha si la presión es igual o menor a 0 m, pero será satisfecha si la presión en el nodo es mayor a 10 m. Sin embargo,

el municipio E-Town considera 20 mca como la presión mínima aceptable para considerar un suministro de calidad.

3.4.3 De fuentes de suministro

Con el crecimiento poblacional, al agotarse el recurso hídrico y ante la dificultad de reparar las fugas y regular la demanda en todos los puntos de consumo, se decidió limitar el caudal inyectado desde las distintas fuentes estrangulando su conexión de salida a la red mediante una válvula. En el modelo inicial de la red de EPANET, esta válvula se ha representado como una FCV cuyo ajuste es igual al caudal máximo que puede proporcionar la fuente. En caso de que la red no alcance el caudal máximo exigido por la fuente, la válvula quedará completamente abierta. En caso de que la demanda de la red sea mayor, la válvula se cerrará para limitar el suministro. En este caso pueden existir presiones negativas importantes a la salida de la válvula. Estas presiones representan la entrada de aire a través de las ventosas y el funcionamiento de la tubería como flujo de superficie libre.

Asimismo, también se puede limitar el caudal extraído de los pozos con una válvula a la salida de la bomba, lo que también puede provocar presiones negativas. En una simulación utilizando un modelo diseñado para trabajar bajo presión, como EPANET, se interpretará que el aire entra en las zonas con presión negativa a través de válvulas de aire. Se aceptará que la entrada y expulsión de aire de las tuberías sea instantánea, sin causar problemas en la instalación. El caudal máximo que se puede extraer de cada pozo en cada momento está limitado y establecido en la *Tabla 4*. Para ello, cada participante puede utilizar la estrategia que considere adecuada. Una opción sería gestionar el funcionamiento de la red para que en ningún momento se supere el caudal máximo. Otra opción sería introducir algún tipo de válvula que controle el caudal máximo que proporcionan los pozos. Lógicamente, este segundo caso (añadir válvulas) tendrá un coste asociado y por tanto no podrá utilizarse para ajustar la situación inicial (año 0) de la red.

3.4.4 De sectores de suministro de agua

Otra forma de limitar la demanda es establecer un suministro intermitente por turnos, donde en cada turno se atienden las necesidades de uno o más sectores hidráulicos.

Para ello, la red de estudio podría dividirse en distritos hidrométricos. Cada sector está aislado de los demás y mantiene varios puntos de entrada. Además, una red troncal mantiene todos los sectores conectados entre sí y con las fuentes de suministro.

Las entradas a los sectores están controladas por válvulas de aislamiento, que se supone que se abren y cierran instantáneamente. En cualquier caso, estas válvulas pueden ser sustituidas por otras válvulas de control. Se pueden instalar tantas válvulas de aislamiento o control como sean necesarias para delimitar los sectores. No se tienen en cuenta los transitorios, por lo que la apertura de la válvula en un sector supone la llegada inmediata de agua a todos los puntos de consumo de ese sector. Del mismo modo, el cierre de una válvula supone la interrupción inmediata del suministro.

No se ha definido la sectorización actual de la red. Tampoco están predefinidos las configuraciones y controles de las válvulas que delimitan los sectores. Los participantes deberán realizar la división de sectores que consideren conveniente de acuerdo con las válvulas existentes en la red. También deberán programar los tiempos de funcionamiento de las válvulas para gestionar los turnos de funcionamiento intermitente de la red.

3.4.5 De depósitos de almacenamiento

Los depósitos de EPANET disponen de un sistema de control que actúa sobre las líneas conectadas al depósito cuando el depósito está completamente lleno o vacío. Si el depósito está completamente lleno (nivel igual al nivel máximo), todas las tuberías que intentan introducir agua en el depósito se cierran. Si se vacía el depósito (nivel igual al valor mínimo) se cierran todas las líneas que sacan agua del depósito. Esto se hace automáticamente sin necesidad de definición por parte del usuario. Los niveles máximo y mínimo en los que esto ocurre son los niveles máximo y mínimo definidos en el tanque. Además, el módulo de análisis dinámico de EPANET no sólo realiza los cálculos en los instantes de tiempo definidos por el intervalo de tiempo hidráulico. Este módulo determina cuando un tanque está lleno o vacío. Si un tanque se llena (cerrando las tuberías de entrada) o se vacía (cerrando las tuberías de salida) en un instante intermedio entre dos intervalos de tiempo hidráulico, el cálculo hidráulico se realiza en ese instante cuando cambia el estado del tanque. Estos cambios se pueden comprobar

si se solicita un Informe de Análisis Completo o si el cálculo se realiza con la Toolkit de EPANET.

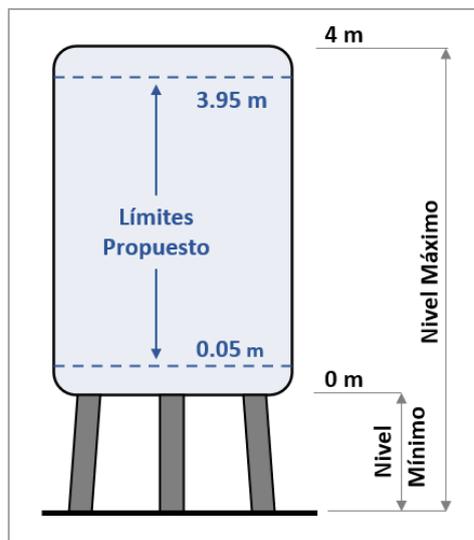


Fig. 24 Niveles de seguridad en depósitos propuestos por el comité organizador

Este comportamiento dinámico de los depósitos en EPANET puede dar lugar a malas interpretaciones de los resultados cuando los depósitos empiezan a activar este mecanismo de forma continua. Por tanto, para limitar estos efectos, todos los depósitos de la red tendrán una limitación de funcionamiento. Los niveles máximos y mínimos admisibles en un depósito deben dejar siempre un margen de seguridad de 5 centímetros respecto a los valores recogidos en el fichero EPANET. Es decir, para un tanque con un nivel mínimo de 0 metros y un nivel máximo de 4 metros, los niveles máximo y mínimo permitidos son respectivamente 3,95 y 0,05 metros (ver Fig. 24)

3.5 Estimación de Costos

3.5.1 Costo de detección y reparación de una fuga

En las instrucciones de la BIWS se dan a conocer las características de cada fuga. Su ubicación y su coeficiente emisor. Aunque estas fugas están identificadas, se debe realizar una inversión por la detección y reparación de la fuga.

El costo de reparar una fuga depende de dos factores: el tamaño de la fuga y el diámetro de la tubería en la que se produce la fuga. El costo de la detección de fugas varía

inversamente con el tamaño del defecto. Es decir, las fugas más pequeñas tendrán un costo de detección más alto, mientras que las fugas más grandes tendrán un costo de detección más bajo. El costo total será la suma del costo de detección y el costo de reparación según las siguientes ecuaciones:

- Costo de detección:

$$C_{det} = 2400 \cdot e^{-28k} \quad (12)$$

donde C_{det} es el costo de detección de la fuga (en €) y k es el coeficiente actualizado de fuga (con caudal en l/s y presión en mca)

- Costo de reparación:

$$C_{repair} = [94 - 0.3D(mm) + 0.01D(mm)^2] \cdot [1.5 + 0.11 \log_{10} k] \quad (13)$$

donde C_{repair} es el costo de reparación de la fuga (en €) y D es el diámetro (mm) de la tubería donde se ubica la fuga.

- El Costo total es la suma de los costos de detección y reparación.

$$C_{leak} = C_{repair} + C_{det} \quad (14)$$

3.5.2 Costo de reemplazo de tubería

El costo de reemplazo de una tubería dependerá del diámetro de la tubería y los valores de la función de coste que se han obtenido por regresión a partir de datos de costes de instalación de tuberías. Los diámetros permitidos a reemplazar serán los del catálogo mostrados en la *Tabla 10*. Para calcular el costo de sustitución de una nueva tubería se emplea la siguiente ecuación:

$$C_{rep} = A_r + B_r \cdot D(m) + C_r \cdot D(m)^2 \quad (15)$$

donde C_{rep} es el costo (en €/m) de sustitución de tubería; A_r , B_r y C_r son parámetros de la función de coste ($A_r = 13$; $B_r = 29$; $C_r = 1200$); y D es el diámetro de la nueva tubería en metros.

En ningún caso, las nuevas tuberías serán de un diámetro menor que la tubería existente. Si es necesario reducir la capacidad de carga de una tubería, se debe instalar una válvula. Todas las tuberías nuevas que se instalarán deberán tener un valor de coeficiente de rugosidad de Hazen Williams de 120.

Tabla 10 Catálogo de diámetros permitidos y sus costos por metro lineal

D (mm)	50	63	75	100	125	150	200	250
Crep (€/m)	17.45	19.59	21.93	27.9	35.38	44.35	66.8	95.25
D (mm)	300	350	400	450	500	600	700	800
Crep (€/m)	129.7	170.15	216.6	269.05	327.5	462.4	621.3	804.2

3.5.3 Costo de incremento de volumen de depósitos

Una de las posibles acciones de inversión es la ampliación de los tanques existentes. Esta expansión tiene un costo asociado, el cual es función del volumen del tanque a expandir.

Cabe señalar que la expansión de un tanque no puede resultar en un aumento en su volumen de agua inicial. Por tanto, en el caso de aumentar la capacidad del depósito, se recalculará su nivel inicial para que el volumen de agua contenido en el mismo sea igual al del depósito definido en el fichero EPANET inicial.

El cálculo del costo de incremento de la capacidad de los depósitos se muestra en la siguiente ecuación:

$$C_{tank} = 2000 + 200 \cdot \Delta V(m^3) \quad (16)$$

donde C_{tank} es el costo (en €) del incremento de la capacidad del depósito y ΔV es el incremento de volumen (en m³)

3.5.4 Costo de instalación de válvulas

Es posible instalar válvulas en todas las tuberías definidas en el modelo. El costo de instalación se muestra en la ecuación (17) y depende del diámetro, tipo de válvula y

están definidos por los coeficientes A_v y B_v (*Tabla 11*). El diámetro de la válvula será siempre el más próximo al diámetro de la tubería sobre la que se instale.

$$C_{valve} = A_v \cdot D(m)^{B_v} \quad (17)$$

donde C_{valve} es el costo de instalación de la nueva válvula (en €) y D es el diámetro de la válvula (en m).

Tabla 11 Coeficiente según tipo de válvulas

Tipo de válvula	A_v	B_v
Aislamiento	99000	2.16
PRV	260000	2.1
PSV	265000	2.1
FCV	275000	2.1

En caso se requiera instalar una válvula de retención, está será considerada como una válvula de aislamiento.

3.5.5 Costo de instalación de una nueva bomba

El costo de instalar una bomba en un pozo tendrá dos términos diferentes: el costo de extracción de la bomba instalada (C_{ex}) y el costo de instalación de la bomba nueva (C_{np}).

El costo de retirar la bomba instalada e instalar una bomba nueva se calcula en función de la profundidad a la que se encuentra la bomba. Esta profundidad es la diferencia entre el nivel del agua en el pozo (*Tabla 4*) y el nivel en el punto inmediatamente aguas abajo de la bomba. Este coste se estima en 500€ por metro de desnivel entre estos dos puntos (nivel de agua y salida de bomba). En el caso de instalar una bomba que no extraiga de un pozo, no se tendrá en cuenta este coste.

El costo de instalación de la nueva bomba se calcula a partir de la potencia P en kW en su punto de máxima eficiencia (BEP) y se detalla en las siguientes ecuaciones:

- Costo de extracción de pozo:

$$C_{ex} = 500 \cdot H(m) \quad (18)$$

donde C_{ex} es el costo de extracción de la bomba del pozo (en €) y H es la profundidad a la que se encuentra la bomba.

- Costo de instalación de nueva bomba:

$$C_{np} = 1475 \cdot P_{BEP}^{0.525} \quad (19)$$

donde C_{np} es el costo de la nueva bomba (en €) y P_{BEP} es la potencia en el punto de máxima eficiencia (en kW)

- Costo total de instalación será la suma del costo de extracción y el costo de instalación:

$$C_{pump} = C_{ex} + C_{np} \quad (20)$$

3.5.6 Costo de instalación de variador de frecuencia

El costo asociado con la instalación de un variador de frecuencia depende directamente de la potencia P en kW de la bomba en su BEP. El costo incluyendo la instalación del variador y la adecuación eléctrica del sistema (C_{inv}) viene dado por la expresión mostrada en la siguiente ecuación:

$$C_{inv} = 1350 + 235 \cdot P_{BEP} + 1.2 \cdot P_{BEP}^2 \quad (21)$$

donde C_{inv} es el costo de instalación del variador de frecuencia (en €) y P_{BEP} es la potencia en el punto de máxima eficiencia (en kW)

Una vez instalado el variador de frecuencia, la bomba se puede ajustar para que funcione a velocidades distintas de la velocidad nominal. Sin embargo, en ningún caso una bomba puede funcionar a velocidades superiores a la velocidad nominal.

3.6 Indicadores de Suministro

Cada participante debe presentar seis escenarios operativos diferentes: la situación inicial (correspondiente al año cero en el que no se realizan inversiones) y la situación posterior a las inversiones en los cinco años siguientes. En cada uno de estos seis escenarios se evaluará la efectividad de las acciones propuestas por los participantes. En resumen, la evaluación de cada solución requiere considerar el análisis de lo que ha sucedido durante 6 años.

Para medir los resultados del plan de inversiones, el comité organizador plantea nueve indicadores de suministro que miden:

- las horas de disponibilidad del recurso por usuario,
- el número de usuarios con suministro continuo,
- el déficit de suministro,
- el volumen de agua fugado,
- el cumplimiento de presión de suministro,
- el consumo energético,
- una estimación de la cantidad de aire presente en las tuberías y
- la equidad en el suministro de agua entre los usuarios.

La solución deseable sería la de obtener los mejores valores de los indicadores antes mencionados.

3.6.1 Indicador 1: proporción del número de horas efectivas que un usuario es servido.

El Indicador I_1 refleja la proporción del número de horas efectivas que un usuario tiene servicio disponible durante los 6 años.

$$I_1 = \frac{\sum_{j=1}^6 \sum_{i=1}^N n_{i,j}}{N \cdot 24 \cdot 364 \cdot 6} \quad (22)$$

donde N es el número total de usuarios (nodos con demanda), $n_{i,j}$ es el tiempo (total en horas) al año j que el nodo i tiene servicio ($P > 10\text{mca}$). Su valor tiene un rango de 0 a 1. Este indicador refleja la capacidad de cada nodo de consumo para recibir agua, aunque no pueda cubrir el 100% de la demanda por no alcanzar la presión $P_f = 10\text{ mca}$.

3.6.2 Indicador 2: proporción de usuarios con servicio continuo.

El Indicador I_2 refleja la proporción de usuarios con servicio continuo durante los 6 años.

$$I_2 = \frac{\sum_{j=1}^6 \sum_{i=1}^N w_{i,j}}{N \cdot 6} \quad (23)$$

Donde N es el número total de usuarios (nodos con demanda), $w_{i,j}$ es una variable booleana que tiene un valor de 1 si el abonado (nodo) i ha tenido servicio continuo ($P > 10mca$) en el año j , y 0 en caso contrario.

El valor de I_2 también oscila entre 0 y 1. Lógicamente, si I_1 es 1, entonces I_2 también es 1, y viceversa, pero mientras el primer indicador mide el grado de satisfacción de los usuarios, el segundo mide la eficacia de las medidas tomadas desde el punto de vista de los objetivos perseguidos.

3.6.3 Indicador 3: volumen de agua fugada

El tercer indicador I_3 refleja el volumen total de agua fugada de la red al cabo de 6 años, referido al volumen total de agua suministrada.

$$I_3 = \frac{\sum_{j=1}^6 \sum_{\ell=1}^{L_j} V_{\ell,j}}{\sum_{j=1}^6 \sum_{s=1}^{S_j} V_{s,j}} \quad (24)$$

donde $V_{\ell,j}$ es el volumen perdido por la fuga ℓ en el año j , L_j es el número de fugas activas en el año j . $V_{s,j}$ es el volumen suministrado por la fuente s en el año j , y S_j es el número de fuentes activas en el año j .

Su valor también oscila entre 0 y 1. Un valor de 0 significaría que no hay fugas, mientras que un valor de 1 significaría que se pierde todo el caudal suministrado, sin que los usuarios reciban agua durante todo el período.

3.6.4 Indicador 4: proporción de volumen de agua suministrado a los usuarios

El cuarto indicador I_4 está relacionado con el anterior, pero mide el volumen de agua requerido por los usuarios que no se ha podido suministrar después de 6 años.

$$I_4 = \frac{\sum_{j=1}^6 \sum_{i=1}^N V_{i,j}^s}{\sum_{j=1}^6 \sum_{i=1}^N V_{i,j}^d} \quad (25)$$

donde $V_{i,j}^s$ es el volumen efectivamente ofertado al usuario i durante el año j , y $V_{i,j}^d$ es el volumen demandado por el usuario i durante el año j , y N es el número total de usuarios (o nodos con demanda).

Su valor también oscila entre 0 y 1. Un valor de 0 significaría que no se satisface ninguna demanda y un valor de 1 significaría que se satisface todas las demandas. Se puede notar que todas las demandas pueden ser satisfechas, pero con un alto volumen de fugas en la red, lo cual no es deseable. Así, el indicador I_3 es complementario al I_4 .

3.6.5 Indicador 5: nivel de presión en nodos de consumo

El quinto indicador I_5 mide el nivel de presiones disponibles en los nudos de consumo durante el período de rehabilitación, que es otra forma de reflejar la efectividad de las medidas tomadas. Este nivel de eficacia del suministro de presión se mide con respecto a la presión de referencia ($p_f = 20$ mca) definida por las ordenanzas locales. Matemáticamente la definición de I_5 se puede expresar como:

$$I_5 = \frac{\sum_{j=1}^6 \sum_{h=1}^{168} \sum_{i=1}^N \max(0, \min(p_{i,h,j}; p_{ref}))}{168 \cdot N \cdot 6 \cdot p_{ref}} \quad (26)$$

donde $p_{i,h,j}$ es la presión en el nodo i y la hora h del año j , expresada en m. Solo se consideran los nodos i con demanda, cuyo número total es N . Además, 168 son las horas de una semana, ya que las semanas son repetitivas dentro de un mismo año (52 semanas). Para evitar que los nudos con altas presiones distorsionen los valores medios de presión; en los casos en que el valor de $p_{i,h,j}$ sea superior a p_{ref} , se tomará como p_{ref} el valor de $p_{i,h,j}$. Si la presión $p_{i,h,j}$ es negativa, se computará un valor de 0 para calcular este indicador.

El valor de I_5 variará de 0 a un valor máximo de 1 cuando las presiones promedio en todos los nodos estén por encima de la p_f .

3.6.6 Indicador 6: porcentaje de usuarios suministrados de forma continua

El sexto indicador I_6 determina el porcentaje de usuarios que pueden ser alimentados directamente desde la red de manera continua. Esto requiere que la presión en el nodo sea mayor que p_f en todo momento.

$$I_6 = \frac{\sum_{j=1}^6 \sum_{i=1}^N \delta_{i,j}}{N \cdot 6} \quad (27)$$

donde $\delta_{i,j}$ es una variable booleana con valor igual a 1 si en el nodo i la $p_{i,h,j}$ es mayor a la presión de referencia ($p_f=10$) durante todas las horas de la semana, y durante todo el año j , se cumple. De lo contrario, será 0.

Hay que tener en cuenta que esta condición se puede cumplir solo a partir de un año determinado y es más restrictiva que la condición de suministro continuo del indicador I_2 , donde no se establecen límites mínimos de presión, y menos restrictiva que el requisito de presión de referencia reflejada por I_5 .

3.6.7 Indicador 7: longitud de tuberías con presiones negativas

El séptimo indicador I_7 determina la longitud total de tubería sujeta a depresiones durante todo el período, que se supone que debe evitar la entrada de aire en las tuberías.

$$I_7 = \frac{\sum_{j=1}^6 \sum_{m=1}^M L_{m,j}}{6} \quad (28)$$

donde $L_{m,j}$ es la longitud de presión negativa más larga de la tubería m en el año j . Este valor máximo de la longitud de tubería sometida a depresión se obtiene analizando los valores de esta longitud en todos los pasos de tiempo calculados. Se considera que hay depresión cuando el resultado de la simulación muestra un valor de $p < 0$ en toda o parte de la tubería. Si en ambos extremos $p < 0$, se considera que todo el tubo está en depresión. Si $p < 0$ solo en un extremo, la parte proporcional bajo depresión se determina por interpolación lineal. (ver Fig. 25)

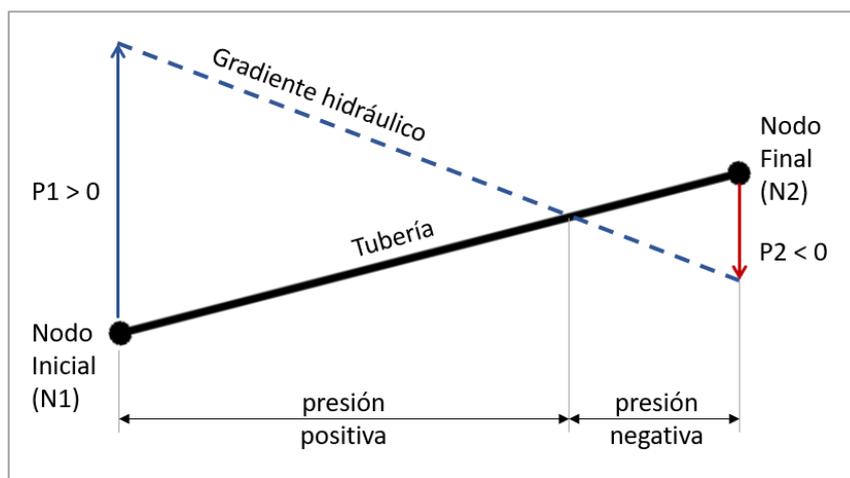


Fig. 25 Interpolación lineal de longitud de tubería con presión negativa

Este parámetro es mucho más comprensible si se expresa en metros que si se normaliza a la longitud total de tuberías de la red, por lo que su valor siempre será ≥ 0 , estando limitado únicamente por la longitud total de la red. Sólo se ha normalizado respecto al total de años considerados, por lo que no es un valor acumulativo. Para tener en cuenta este término, la tubería debe estar prestando servicio. No se contabilizan las tuberías en sectores sin servicio.

3.6.8 Indicador 8: energía consumida por las bombas en operación

El octavo indicador I_8 tiene en cuenta el consumo total de energía de las bombas en funcionamiento durante todo el período de evaluación.

$$I_8 = \sum_{j=1}^6 \sum_{p=1}^P E_{p,j} \quad (29)$$

donde $E_{p,j}$ es el consumo de energía de la bomba p durante el año j , expresado en kWh, y P es el número total de bombas en la red. Dado que no existe una referencia de consumo máximo de energía, este indicador también se expresará en unidades absolutas. Su valor será siempre ≥ 0 , pudiendo llegar al caso ideal de valor 0 si no es necesario accionar ninguna de las bombas.

3.6.9 Indicador 9: nivel de equidad del suministro

Finalmente, el indicador I_9 refleja el nivel de equidad en el suministro de agua a los diferentes suscriptores. Para ello se propone utilizar el indicador propuesto por Gottipati y Nanduri [28]:

$$I_9 = 1 - \frac{ADEV}{ASR} \quad (30)$$

donde:

$$ASR = \text{average supply ratio} = \frac{\sum_{j=1}^6 \sum_{i=1}^N SR_{i,j}}{6 \cdot N} \quad (31)$$

$$ADEV = \text{average deviation} = \frac{\sum_{j=1}^6 \sum_{i=1}^N |SR_{i,j} - ASR|}{6 \cdot N} \quad (32)$$

$$SR_{i,j} = \text{supply ratio} = \frac{V_{i,j}^s}{V_{i,j}^d} \quad (33)$$

donde $V_{i,j}^s$ es el volumen efectivamente suministrado al usuario i durante el año j , $V_{i,j}^d$ es el volumen demandado por el mismo usuario en el año j , y N es el número total de usuarios (o nodos con demanda).

Si todos los usuarios reciben el volumen demandado, entonces $ASR = 1$, tomando un valor menor a 1 cuando la red es deficiente. Hay que tener en cuenta que la definición de ASR es similar a la del indicador I_4 , aunque no exactamente igual. Pero si el ratio es el mismo para todos los usuarios, entonces $ADEV = 0$ e $I_9 = 1$, que sería el valor ideal.

3.7 Presentación de Soluciones

Después de detallar el problema y describir las instrucciones, se da a conocer la forma en que los participantes deben presentar sus propuestas.

Para ello se propone una plantilla de solución (hoja de cálculo) de nombre "Template.xlsx" donde los participantes pueden plasmar su plan de acción e inversión en el año inicial y los cinco años posteriores. Dentro de la plantilla, cada año tiene dos pestañas llamadas "Action" (Acciones) e "Investment" (Inversiones):

- En la primera (ver Fig. 26), los participantes deberán especificar los estados iniciales y consignas de las tuberías, válvulas o bombas que sean coherentes con EPANET en los siguientes campos:
 - Line ID: es el identificador de la línea a la cual se le quiere asignar un nuevo estado inicial (Status) y consigna (Setting).
 - Status: es el estado inicial de una línea. Para el caso de tuberías puede tomar un valor de CLOSED que significa que la línea esta totalmente cerrada y no permite el paso de flujo y un valor de OPEN significa que la línea está totalmente abierta. En el caso de las válvulas, OPEN significa que la válvula está trabajando totalmente abierta y sin su automatismo de regulación, si se quiere activar el automatismo se debe dar un valor de Status de NONE. Para el caso de bombas, CLOSED quiere decir que la bomba está apagada y OPEN que la bomba está encendida y funcionando a su velocidad nominal.

- Setting: es el valor de consigna de trabajo de la línea (solo válvulas y bombas). Para el caso de bombas un valor entre 0 y 1 significa que está trabajando a una velocidad relativa a la nominal y para el caso de la válvulas es la consigna de funcionamiento de su automatismo de regulación.

Template for BIWS solutions presentation

Network operation in the initial situation

INITIAL STATUS AND SETTINGS OF LINE			ACTIONS BASED ON SIMPLE CONTROLS				
Line ID	Status	Setting	Type	Link Index	Setting	Node Index	Level
B_PT1	OPEN	0.92	EN_TIMER	V_G1	CLOSED	0	3600
B_PT2	CLOSED		EN_TIMER	V_G2	CLOSED	0	25200
V_TR	NONE	150.00	EN_TIMER	V_G3	CLOSED	0	28800
V_R1	NONE	200.00	EN_TIMER	V_G1	OPEN	0	10800
V_LL_1	OPEN	0.00	EN_TIMER	V_G2	OPEN	0	36000
L2446	CLOSED		EN_TIMER	V_G3	OPEN	0	39600
L343	OPEN		EN_TIMER	V_3	25	0	43200
(add as many rows you need)			EN_HILEVEL	B1	CLOSED	N1	5
			EN_LOWLEVEL	B1	OPEN	N2	2
			EN_HILEVEL	B2	0.97	N1	2
			(add as many rows you need)				

Fig. 26 Estructura de la plantilla de solución de Acciones (Template.xlsx)

- También, se especifican los controles simples. Los controles simples se escribirán de manera tal que puedan ser interpretados por las funciones de la Toolkit de EPANET y consiste en los siguientes campos:
 - Type: es el tipo de control a añadir. Este puede ser un control de tiempo o un control de nivel respecto a la presión de un nodo (nudos o depósitos).
 - Link Index: es el nombre identificador (ID) de la línea (tubería, válvula o bomba) que se le quiere asignar un control.
 - Setting: es el valor de la configuración del control. Para tuberías este valor puede ser 0 (o CLOSED) o 1 (u OPEN). Para válvulas un valor numérico representa la consigna o tarado con el automatismo activado, mientras que valores de CLOSED y OPEN eliminan el automatismo y sería una válvula totalmente cerrada y abierta respectivamente.
 - Para bombas puede ser un valor de 0 (o CLOSED) o 1 (u OPEN), donde un valor de 0 significa que la bomba está apagada, un valor de 1 quiere

4. Metodología

En el capítulo 3, se revisa todo lo que respecta a la descripción del problema presentado por la “Battle of Intermittent Water Supply”, sus características físicas, asunciones iniciales, cómo calcular los costos y los indicadores de suministro. También, algunas restricciones y requisitos que deben cumplir los participantes y finalmente el modo en que deben presentar sus soluciones.

En este capítulo se va a describir la metodología de trabajo para poder evaluar dichas soluciones presentadas por los 16 participantes. Es decir, se parte de tres archivos base proporcionados por el Comité organizador:

- el archivo del modelo hidráulico en fichero INP llamado “BIWS.inp”,
- la lista de fugas del año base o inicial denominada “Leakage.xlsx” y
- la plantilla de solución llamada “Template.xlsx”. En esta última, los participantes plasmaran su plan de acción e inversión de manera anual.

La metodología propuesta consta de los siguientes pasos generales:

- Verificaciones previas de la plantilla de solución.
- Generación del modelo de fugas.
- Implementación de las soluciones.
- Verificación de las restricciones del problema.
- Cálculo de los indicadores de suministro.
- Puntuación y ranking final.

Para llevar a cabo este trabajo, se implementa cinco herramientas informáticas que ayudan a la automatización y reducción del tiempo de trabajo:

- Herramienta para el cálculo de costos de las soluciones.
- Herramienta para la implementación del modelo de fugas.

- Herramienta para la implementación de las soluciones de los participantes, generando los seis ficheros INP.
- Herramienta para la evaluación de restricciones de niveles de depósitos, caudales de fuentes y caudales de bombas.
- Herramienta para el cálculo de los indicadores de suministro.

4.1 Descripción de la Metodología

Para diseñar la metodología de evaluación de la BIWS, se parte de la manera en cómo serán entregadas las soluciones. Como se comentó anteriormente, se generarán los seis modelos hidráulicos INP a partir de únicamente la plantilla de solución enviada por cada uno de los participantes utilizando como modelo hidráulico base el entregado por la organización (BIWS.inp). Es decir, al modelo base se le debería implementar el modelo de fugas y las soluciones propuestas por cada participante, generando un nuevo modelo INP por cada año.

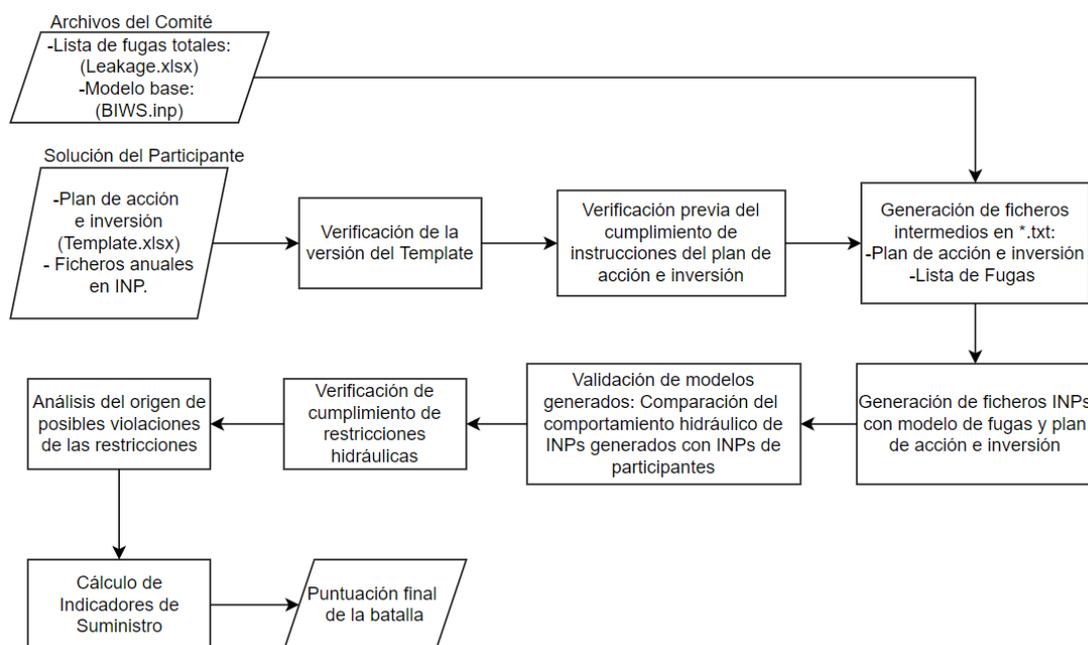


Fig. 28 Procedimiento general para el procesamiento de las soluciones y evaluación de los participantes de la BIWS

Como se detalla en la *Fig. 28*, el procedimiento general inicia en la verificación de la versión de la plantilla de solución enviada por los participantes. La plantilla de solución sufrió algunas modificaciones durante la competencia con el fin de facilitar la evaluación y el procesamiento de los datos. Cada versión y actualización se iban subiendo a la página web de la batalla, por lo cual se verifica como primer paso si la versión enviada era de la última actualización.

Con la plantilla de solución de cada equipo participante actualizada, se inicia el procedimiento de evaluación realizando una verificación previa del cumplimiento de las restricciones en la misma plantilla.

- Que las configuraciones y estados iniciales propuestos sean correctos de acuerdo con las instrucciones de la BIWS y compatibles con el modelo EPANET v2.2.
- Que el monto anual de inversión sea menor a €650,000.
- Que los controles simples usados sean correctos de acuerdo con las instrucciones de la BIWS y compatibles con el modelo EPANET.
- Si se implementan patrones o controles simples para modificar la velocidad específica de las bombas, se verifica que existe el costo de inversión del variador de velocidad. Además, se verifica que las velocidades relativas a la nominal implementadas sean menores o iguales a 1. No está permitido velocidades relativas superiores a 1.
- Verificar si la configuración, estado inicial o control simple implementado ya han sido previamente instalados. Es decir, que tiene asociado su costo de inversión.
- Verificar que los elementos invertidos a reemplazar o instalar estén acorde a las instrucciones de la BIWS (p.ej. diámetro de tuberías, curva de bombas, diámetro y nivel inicial de depósitos, diámetro de válvulas, etc.)

Luego, se verifica el cumplimiento del presupuesto anual. Para el cálculo de los costos se desarrolla una herramienta en una hoja de cálculo que determina el monto de inversión de manera anual y lo compara con los resultados de los participantes. De existir montos mayores a €650,000, el participante era notificado para que realice la corrección.

Era importante tener esta verificación previa para poder realizar el procedimiento de generación de los ficheros INP de cada año y reflejaran de manera correcta la solución propuesta por cada equipo participante.

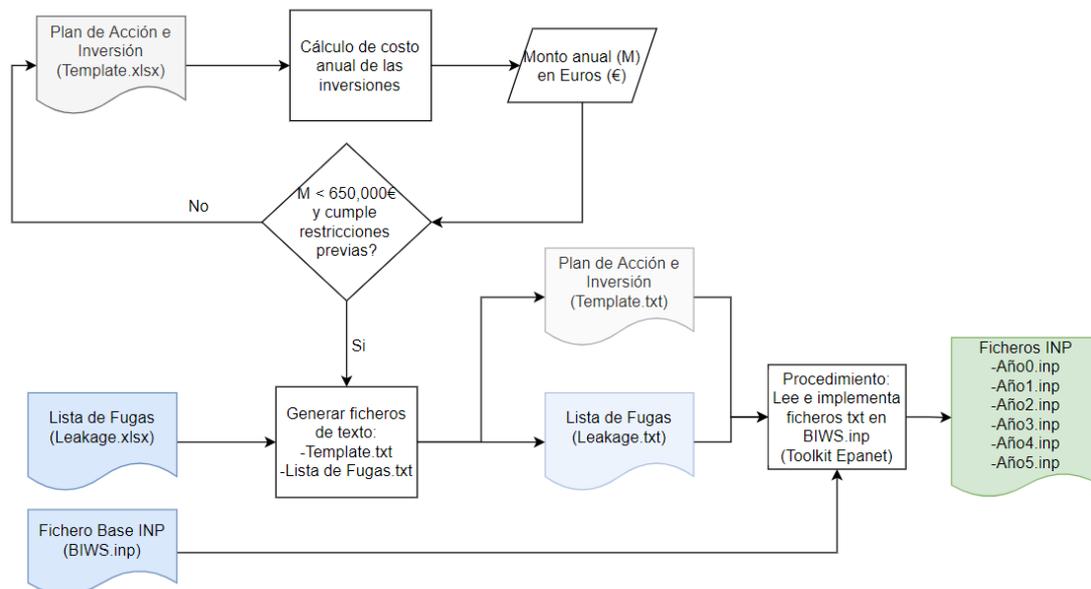


Fig. 29 Procedimiento de generación de los ficheros anuales INP (en gris: archivo del participante; azul: archivos de la organización; verde: archivos generados)

Como se detalla en el diagrama de flujo de la Fig. 29, para generar los seis archivos INP que reflejen cada una de las soluciones de manera anual, se desarrolla una herramienta que realice la lectura de los archivos:

- lista de fugas (Leakage.xlsx) y
- la plantilla de solución (Template.xlsx)

Luego, implementarlos en el modelo base (BIWS.inp) mediante el uso de las funciones de la Toolkit de EPANET. Como la plantilla de solución y la lista de fugas son archivos de una hoja de cálculo en formato xlxs, se decidió generar ficheros de texto para cada uno en formato txt y facilitar la lectura de los mismos.

Cada una de las acciones e inversiones de la plantilla de solución se almacenaban en una matriz determinada (ver Fig. 30). En total eran tres matrices que almacenaban la solución del participante:

- la matriz de fugas anuales que almacenaba las fugas de la red de cada año, después de comprobar si fue reparada o si la tubería fue reemplazada;
- la matriz de inversiones anuales que almacenaba las tuberías reemplazadas, las válvulas instaladas, el incremento del volumen de los depósitos y las nuevas bombas instaladas;

- la matriz de acciones que almacenaba los estados iniciales, consignas y configuración de los elementos de la red de cada año.

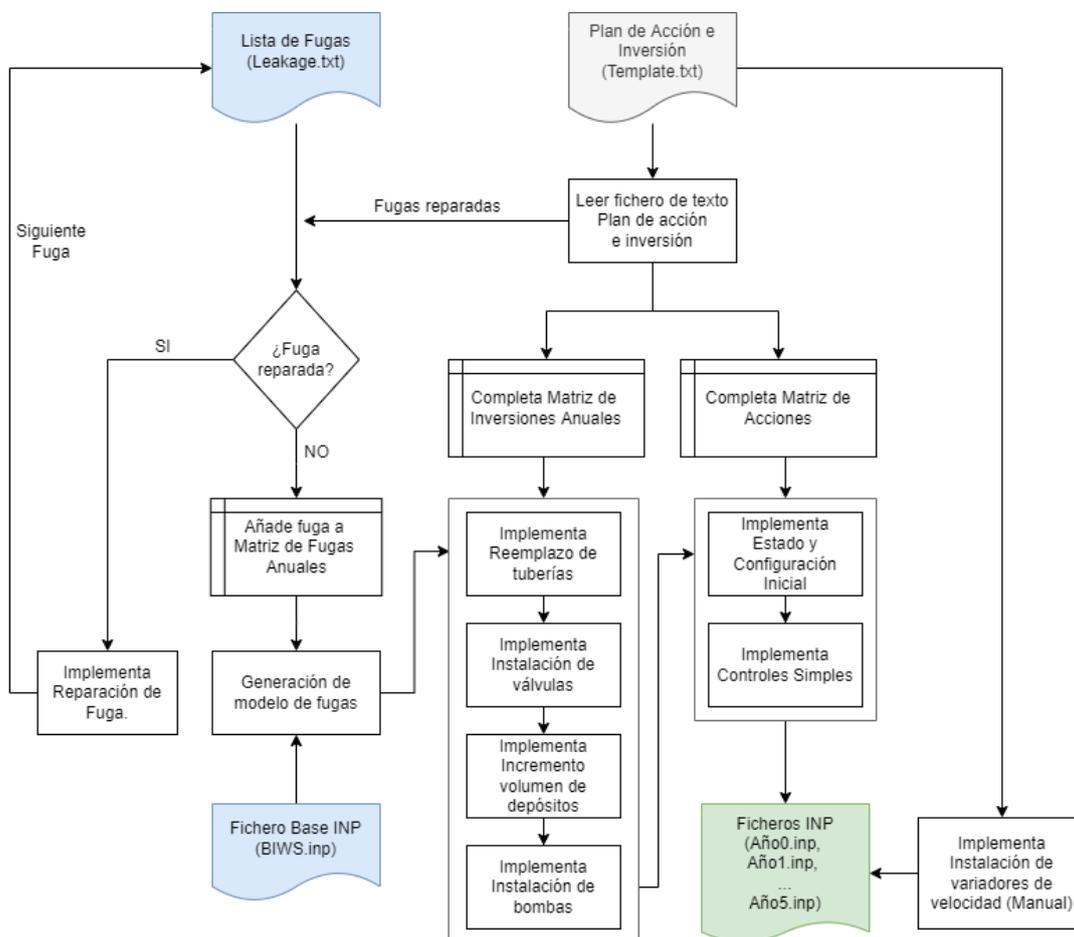


Fig. 30 Diagrama de flujo detallado del procedimiento de implementación de la solución y generación de modelos en formato INP

El procedimiento de implementación de las soluciones al modelo EPANET tomaba el fichero BIWS.inp como modelo hidráulico base y seguía la siguiente secuencia de implementación para cada año:

- Implementar el modelo de fugas.
- Reemplazo de tuberías.
- Instalar nuevas válvulas.
- Incrementar volumen de depósitos.
- Instalar nuevas bombas.
- Implementar los estados iniciales.

- Implementar las configuraciones y consignas de los elementos.
- Implementar los controles simples de los elementos.
- Instalar los variadores de velocidad de las bombas. Para especificar la variación de la velocidad de las bombas en el tiempo de simulación, los participantes lo podrían hacer mediante controles simples o mediante un patrón de velocidad. En caso de que sean especificados mediante patrones de velocidad, los nuevos variadores de velocidad se implementan manualmente modificando el fichero INP.

Finalmente, se generaba un archivo INP por cada año con las mejoras de solución propuestas por cada participante. Con los seis ficheros INP generados, se procede a realizar una validación del mismo para descartar errores en la aplicación y/o errores en la plantilla de solución que no fueron detectados anteriormente. El objetivo era comprobar que los ficheros INP generados reflejen la solución del participante. Para ello, se usaron los ficheros INP del participante para hacer la comparación.

Por este motivo, se hacen simulaciones de cada año y se comparan niveles de tanques, caudales de bombas y caudales extraídos de fuentes. Si existen desviaciones importantes en alguno de estos parámetros, se hace una revisión en ambos ficheros INP y se comparan los estados iniciales, consignas y controles simples de los elementos instalados. Luego, se analiza la posible causa de estas desviaciones (p.ej. el estado inicial de una bomba diferente o alguna válvula configurada con una consigna distinta). Al encontrar diferencias, se notifica al participante para su corrección o confirmación de la solución enviada.

Posteriormente, cada modelo pasa por un segundo procedimiento de verificación de las siguientes restricciones:

- Los niveles de los tanques no deben vaciarse y no deben llenarse por completo. De acuerdo con las instrucciones deben mantener un margen de seguridad de 5 cm en el nivel mínimo y máximo. (ver *Fig. 24*)
- Los caudales extraídos de las fuentes no deben ser superiores a los indicados en las instrucciones. (*Tabla 4*)
- Las bombas no deben entregar más del 150% de su caudal nominal. (ver *Fig. 21*)

En este punto, el incumplimiento de estas restricciones definen la descalificación del participante. Si hay infracción de las restricciones se hace un previo análisis de sus

posibles causas. Si se evidencia que la restricción es responsabilidad del participante, este queda descalificado; caso contrario, está calificado para el procedimiento de cálculo de indicadores de suministro.

Posteriormente, los seis ficheros INP de los equipos finalistas pasan por una herramienta de cálculo de los indicadores de suministro, la cual daba resultados de los indicadores de cada año y el total de los seis años. Finalmente, con los resultados de los indicadores de suministro de cada equipo participante se realiza el ranking o puntuación final de la batalla.

4.2 Interpretación del Modelo Hidráulico

4.2.1 Problemas con zonas aisladas o desconectadas

E-Town es una red que tiene problemas de suministro de agua. Teóricamente la oferta es superior a la demanda, pero la gran cantidad de fugas consumen un volumen importante del recurso generando un déficit a los usuarios y un funcionamiento intermitente. Es decir, habrá sectores que no tendrán suministro por un determinado tiempo generando zonas aisladas. Debido a estas limitaciones del recurso, los participantes podrán hacer uso de las válvulas existentes o instalar nuevas para limitar el suministro a ciertos sectores, incluso aislándolos durante cierto tiempo.

Debido al gran tamaño de la red, aislar completamente grandes sectores bajo el esquema de análisis PDA (donde se calcula la demanda disponible en función de la presión actual) puede traer inestabilidad en el proceso iterativo de cálculo del solucionador hidráulico de EPANET y conducir a problemas de convergencia [29]. Se observó que la no convergencia puede producir picos muy elevados de los valores de caudal de las líneas, demandas negativas extremas en los nodos de demanda que significan que actuaban como fuentes, y también se observó alturas piezométricas muy elevadas en los nodos. Este comportamiento también se observó en los emisores, aunque todos ellos tenían una válvula de retención.

Este problema de inestabilidad distorsiona los resultados, dando alertas falsas de infracción de las restricciones de la batalla y penalizando los valores de indicadores de suministro.

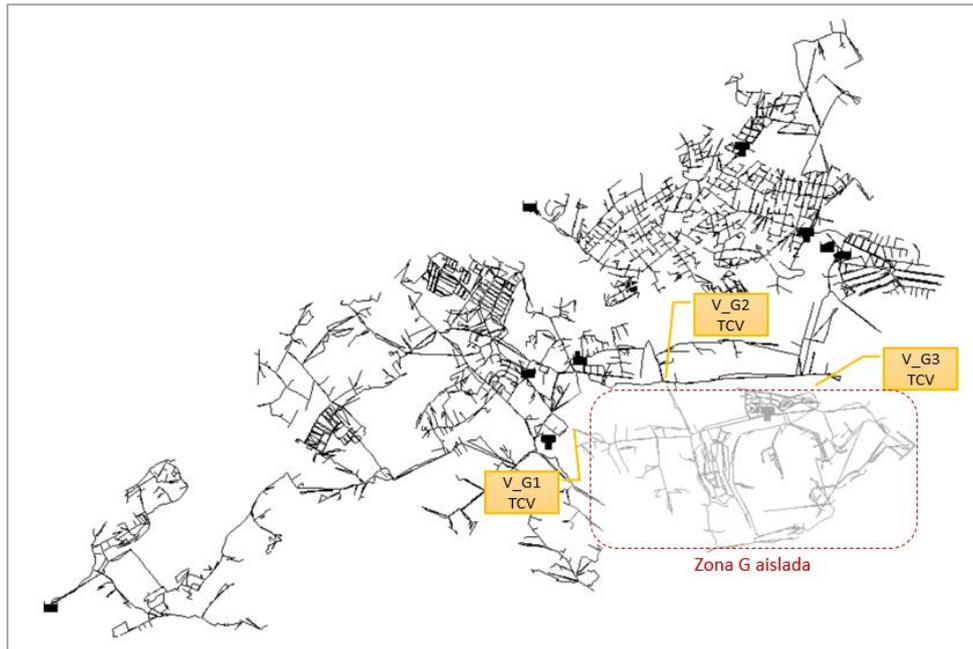


Fig. 31 E-Town con zona G aislada

Para descartar que esta inestabilidad no solo afecta a la zona aislada sino también a su entorno cercano, se procedió a simular la red base con la zona G aislada (ver Fig. 31) (válvulas V_G1, V_G2 y V_G3 cerradas) y luego una red modificada eliminando todo el sector G (ver Fig. 32). Luego se verificaban los parámetros hidráulicos para ver si eran iguales.

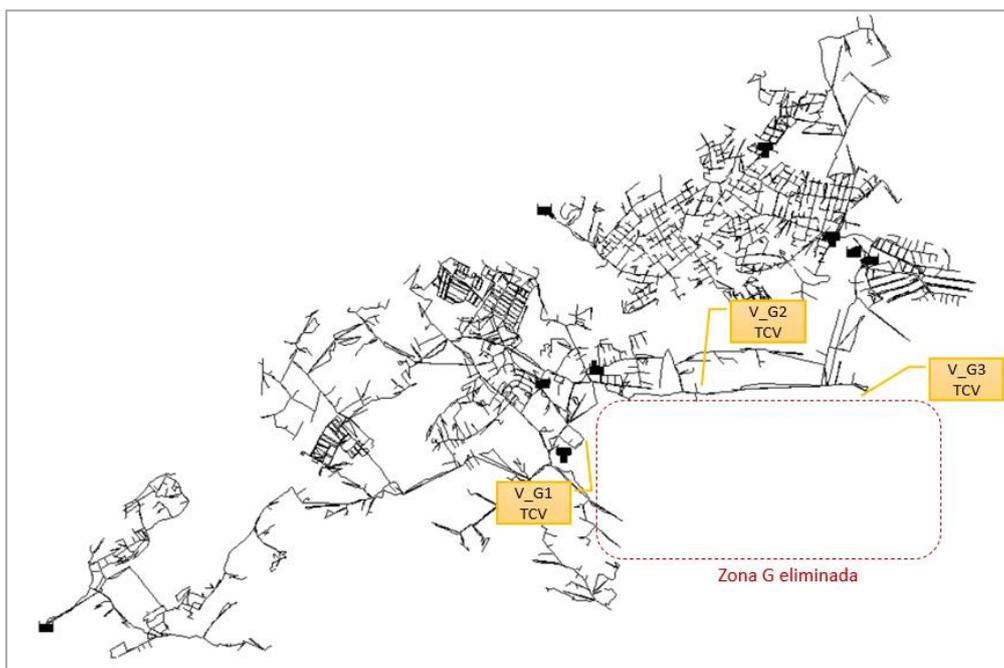


Fig. 32 E-Town con zona G eliminada

Después de realizar las simulaciones, se pudo comprobar que este problema de inestabilidad de cálculo solo afecta a la zona aislada y no influye en la hidráulica de su entorno. Era muy importante descartar este problema para poder definir el procedimiento de verificación de las restricciones y el cálculo de indicadores de suministro de la BIWS. Como se verá más adelante se optó por aplicar un algoritmo de conectividad que consistía en descartar los resultados de los elementos que se encontraban aislados o desconectados y de esta manera no generaba falsos resultados.

4.2.2 Problemas con depósitos

Otro punto importante que se pudo observar en un modelo hidráulico enviado por uno de los participantes a manera de consulta fue el comportamiento aparentemente erróneo del depósito T1_CO. Al hacer una simulación se puede observar que el nivel del depósito varía de manera normal con ciclos de llenado y vaciado durante todo el periodo de simulación (ver Fig. 33), Sin embargo, al observar en detalle los caudales de las tuberías de ingreso y salida, los resultados muestran que el depósito se está vaciando en todos los instantes de tiempo, es decir, que el caudal de salida del depósito es mayor al caudal de entrada (ver Fig. 34). Por lo tanto, se puede decir que el intercambio de caudales en el depósito es negativo. Esto se puede interpretar como que el caudal que pide la red es mayor al caudal con que se llena el depósito y por lo tanto el nivel del depósito debería estar siempre descendiendo hasta que llega a vaciarse, pero el gráfico mostrado en la Fig. 33 no refleja este comportamiento.

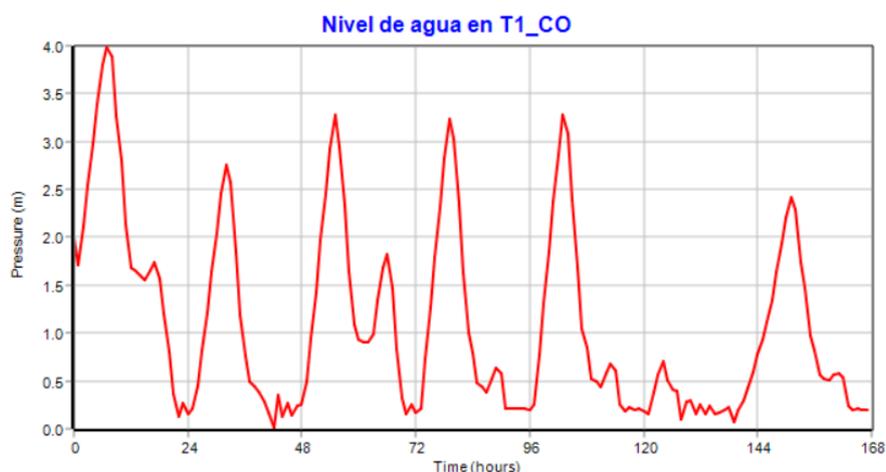


Fig. 33 Variación del nivel de agua en T1_CO

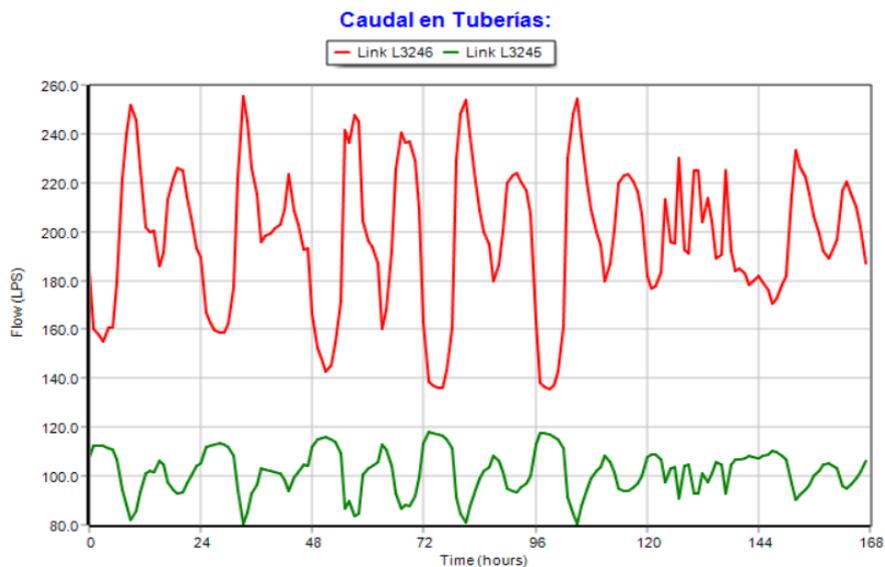


Fig. 34 Caudales de entrada (verde) y salida (rojo) del depósito T1_CO ($\Delta t=1$ hora)

Para entender lo que sucede, se debe observar cómo está interactuando el depósito T1_CO con la red. En la Fig. 35, se observa que el depósito T1_CO está conectado por una tubería principal con el depósito T2_PL ubicado aguas abajo.

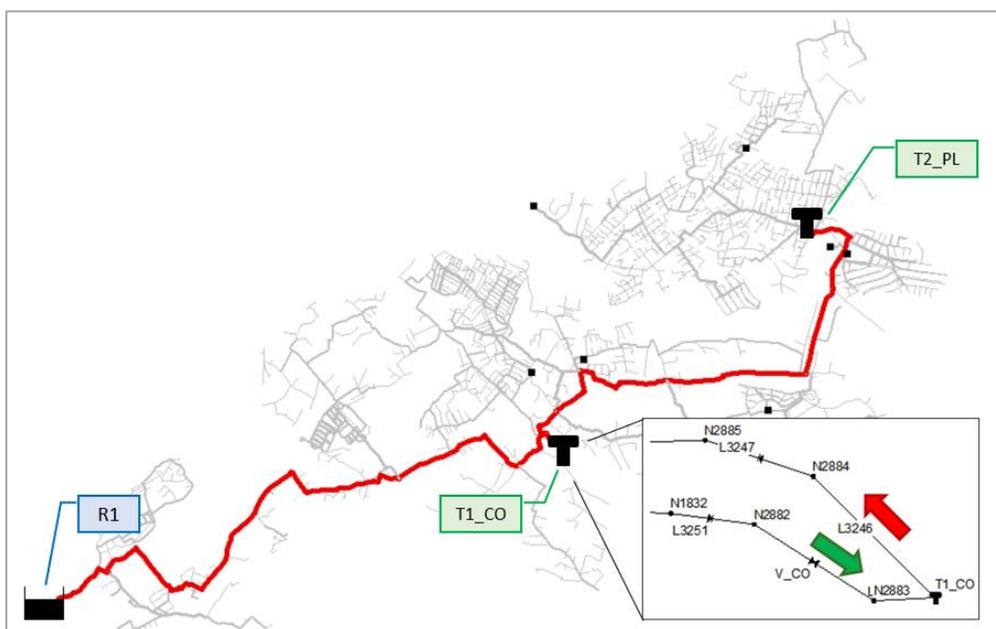


Fig. 35 Detalle de tubería de ingreso en verde (L3245) y salida en rojo (L3246) del depósito T1_CO

Los depósitos de EPANET disponen de un sistema de control que actúa sobre las líneas conectadas al depósito cuando el depósito está completamente lleno o vacío. Si el

depósito está completamente lleno (nivel igual al nivel máximo), todas las tuberías que intentan introducir agua en el depósito se cierran. Si se vacía el depósito (nivel igual al valor mínimo) se cierran todas las líneas que sacan agua del depósito. Esto se hace automáticamente sin necesidad de definición por parte del usuario. Por lo tanto, si el depósito T2_PL se llena automáticamente se cerrará la tubería que conecta ambos depósitos.

Como se observa en la *Fig. 36*, el depósito T2_PL llega a su nivel máximo (4 metros) en diferentes instantes de la simulación. Al llenarse, la tubería de ingreso (que conecta ambos depósitos) debería cerrarse y tener un caudal de cero. Sin embargo, este comportamiento no se observa en el gráfico mostrado en la *Fig. 34*.

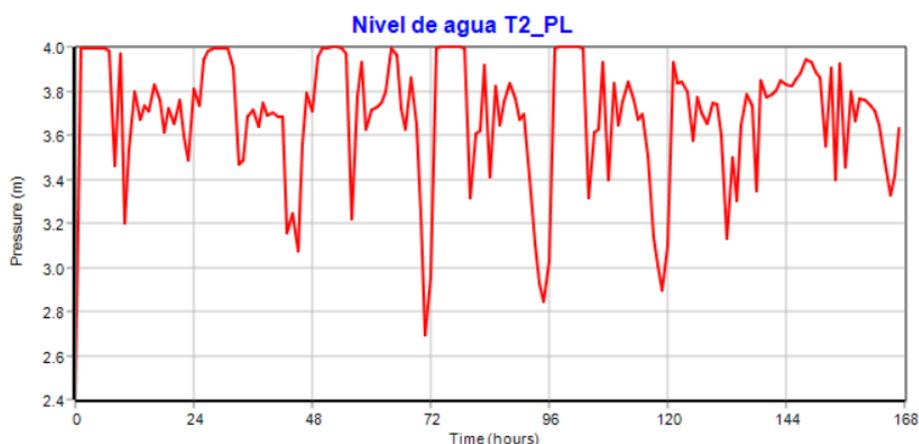


Fig. 36 Variación de nivel de agua en T2_PL

El automatismo de EPANET con los depósitos se puede dar en instantes intermedios, es decir, en intervalos de tiempo diferentes al fijado por el usuario pero que no son mostrados en los resultados de tablas o gráficas del programa. Por lo tanto, si usamos intervalos de tiempo más cortos podremos detectarlos y visualizarlos.

Por defecto, el modelo hidráulico propuesto tiene un intervalo de tiempo de simulación de 1 hora. Para verificar el problema, se reduce este intervalo a 1 minuto. Los resultados se muestran en la *Fig. 37*. Ahora se puede ver que en ciertos instantes de tiempo la tubería de ingreso L3246 (rojo) tiene caudales cercanos a cero o cero. Por lo cual ahora tiene sentido que durante esos intervalos de tiempo el depósito T1_CO se llene. Sin embargo, tiene un comportamiento intermitente no deseado.

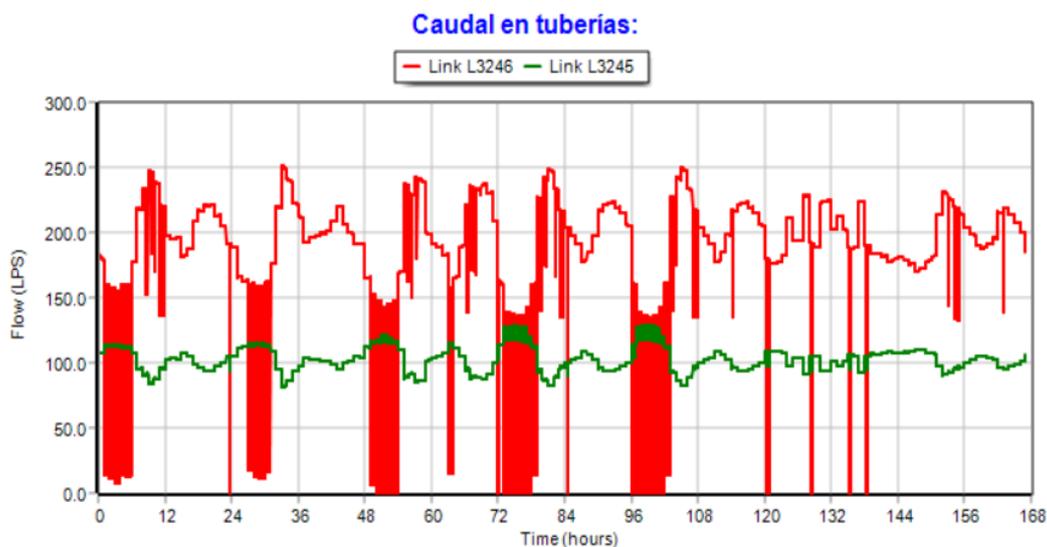


Fig. 37 Caudales de entrada (verde) y salida (rojo) del depósito T1_CO ($\Delta t=1$ minuto)

Para evitar este efecto intermitente de los depósitos el Comité organizador de la batalla decidió poner como regla de juego controlar el nivel de agua en los depósitos, permitiendo un umbral de 5 cm con los límites definidos. De esta manera, se evitan estos comportamientos aparentemente erráticos.

4.3 Implementación del Modelo de Fugas

Para implementar el modelo de fugas en una tubería cualquiera, se parte de los datos proporcionados por el comité organizador, la ubicación de la fuga con respecto al nudo inicial y su valor del coeficiente de fugas. Para esto, se desarrolló una herramienta informática que utiliza las funciones de la Toolkit de EPANET para modificar las características físicas de la tubería inicial y generar los elementos ficticios necesarios para representar el modelo de acuerdo con las instrucciones de la batalla. Para comprender mejor la implementación, se toma como ejemplo la tubería L100 (ver Fig. 38) a la cual hay que implementar dos fugas ubicadas a L_1 y L_2 del nudo inicial (N1) y con coeficientes de fuga k_1 y k_2 respectivamente, según se especifica en la siguiente tabla:

Tabla 12 Lista de fugas de la tubería L100

Tubería	Distancia de fuga al nodo inicial (m)	Coefficiente de fuga
L100	L_1	k_1
L100	L_2	k_2

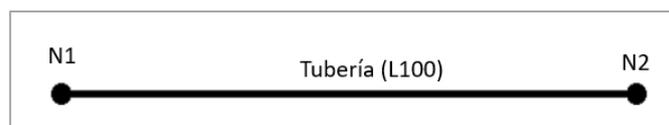


Fig. 38 Tubería inicial L100

Como datos del modelo hidráulico base se tiene información de la longitud, diámetro, estado inicial y coeficiente de rugosidad de la tubería (L100). También se tiene información de los nodos (N1 y N2) que son sus coordenadas (X, Y) y sus cotas o elevaciones. Para representar una fuga se usará el elemento emisor en EPANET que no es más que un nodo ficticio, pero con un valor de coeficiente emisor mayor a cero. Estos emisores se podrían implementar directamente en la tubería, pero para evitar ingreso de caudal si los nodos tienen presiones negativas, se implementa una “dummy pipe” o tubería ficticia que genera pérdidas de carga despreciables.

Como se observa en la Fig. 39, primero se crean los nodos ficticios (NF-1 y NF-2) con demanda base igual a cero. Las coordenadas y elevaciones de estos nodos se calculan por interpolación lineal entre N1 y N2. Luego, se crean los emisores que representan las fugas con coeficientes emisores k_1 y k_2 . Estos emisores tienen coordenadas y elevaciones iguales a los nodos ficticios NF-1 y NF-2. Los nodos emisores son conectados con la tubería L100 mediante las tuberías “dummy pipe” (DP-1 y DP-2) que se configura su estado inicial como válvula de retención. DP-1 y DP-2 tienen un diámetro de 1000mm, una longitud de 0.001m y un coeficiente de rugosidad de Hazen y Williams $C_{HyW} = 120$ (se escoge este coeficiente ya que el modelo inicial está configurado con el método de Hazen y Williams). De esta manera, aseguramos pérdidas de carga despreciables.

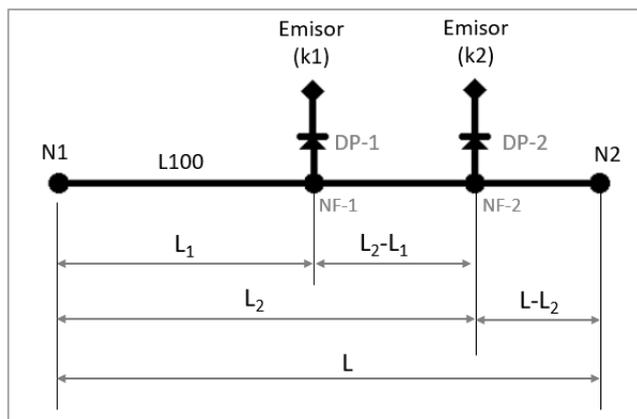


Fig. 39 Tubería L100 con modelo de fugas

Finalmente, la tubería inicial L100 se divide en tramos con longitudes correspondientes a la ubicación de las fugas y cada tramo con las mismas características físicas de la tubería original. De esta manera queda representado el modelo de fugas en la tubería L100. Este proceso se repetía para cada una de las fugas especificadas en las instrucciones de la batalla y de manera anual.

Un aspecto importante era colocar los coeficientes de fugas correctos ya que cada año este valor se incrementaba de acuerdo a la ecuación:

$$k = k_0 \cdot e^{0.25 \frac{w}{260}} \tag{34}$$

donde k_0 es el coeficiente de fuga del año inicial y w es el número de semana del año de simulación. En la siguiente tabla, se muestra a manera de ejemplo el incremento de este coeficiente para la fuga ubicada en la tubería L2545, la cual tuvo un aumento del 28% con respecto al año inicial.

Tabla 13 Incremento del coeficiente de fuga en el tiempo

Link	Coef (k_0)	Año 1 ($w=52$)	Año 2 ($w=104$)	Año 3 ($w=156$)	Año 4 ($w=208$)	Año 5 ($w=260$)
L2545	0.115240	0.121148	0.127360	0.133890	0.140754	0.147971

Para el año inicial o año cero, el modelo de fugas se implementaba en su totalidad. Pero en los años posteriores, se implementaba primero verificando si en la plantilla de solución se había reparado la fuga o si se había reemplazado la tubería. Si era una

reparación local, no se consideraba esa fuga en la implementación y si era un reemplazo de tubería, no se consideraba ninguna fuga asociada a esa tubería.

4.4 Verificación de Acciones y Configuraciones

Antes de realizar el cálculo de costos para verificar el cumplimiento del presupuesto anual impuesto por el comité organizador se realiza una verificación de las acciones (estados iniciales, consignas, controles simples y patrones de velocidad de equipos de bombeo) para comprobar que los datos colocados sean coherentes y acorde con las instrucciones de la batalla. Este chequeo también era importante para evitar errores en la implementación de estas acciones al modelo hidráulico.

Este procedimiento de verificación de la plantilla de solución de cada participante consistía en lo siguiente:

Para Tuberías:

- Cuando se especifica un estado inicial (OPEN o CLOSED) de una tubería, primero se verifica que el participante efectivamente adquirió una válvula para poder realizar este tipo de acciones, a excepción de las tuberías indicadas en la *Tabla 5*.
- Se debe verificar que los estados iniciales colocados en la plantilla están relacionados a tuberías existentes de la red base (BIWS.inp) y no a tuberías creadas por el participante (p.ej. tuberías creadas por modelos de fugas). Como se verá más adelante, la herramienta informática de implementación de soluciones y generación de ficheros INP está basada en la red base y generaría un error si se intenta dar un valor de configuración a una tubería inexistente ya que no la encontraría.
- Se verifica que los controles simples sean coherentes y están escritos de tal manera que pueda ser interpretado por la Toolkit de EPANET.
- Si la plantilla presenta controles simples respecto al nivel de presión de un nodo, se verifica que el nodo de referencia sea un nodo existente de la red base y no un nodo creado por el participante.

Para Válvulas:

- De acuerdo con las instrucciones, en el año inicial o año cero, no deberían existir válvulas nuevas ya que las inversiones se realizan a partir del año 1. Si se detecta una válvula en el año inicial, se notifica al participante de este error.
- Si la válvula especificada es nueva, se verifica que tenga su costo asociado de inversión.
- Si a una válvula existente se le cambia su tipo de automatismo (p.ej. de PRV a PSV), se comprueba que tiene asociado su costo de inversión.
- Si se configura el estado inicial de la válvula como NONE, se verifica que tenga asignado un valor de consigna.
- Si tenía controles simples de nivel asociados, verificar que el nodo de referencia sea un nodo existente de la red base y no un nodo creado por el participante.
- Cuando se añade una válvula mediante las funciones de la Toolkit de EPANET, estas son creadas por defecto con un estado inicial (Status) de valor NONE. Es posible cambiar el estado inicial de la válvula a OPEN o CLOSED mediante la Toolkit de EPANET. Sin embargo, si se desea abrir o cerrar una válvula en determinados instantes de la simulación mediante controles simples temporales, esto no es posible realizarlo mediante las funciones de la Toolkit. Por lo tanto, este procedimiento se realiza ingresando los controles simples a través del fichero INP.
- El tipo de automatismo de la válvula tampoco puede ser editado mediante programación a través de la Toolkit. Si el participante cambió el automatismo de alguna válvula (p.ej. de PRV a TCV) este cambio se realiza ingresando al fichero INP y modificando el tipo de la válvula.

Para Bombas:

- En el modelo inicial, ninguna bomba tiene instalada variadores de velocidad. Por eso, se verifica que en el año inicial o año cero, las bombas no tengan especificado un valor de consigna (velocidad específicas) ya que las inversiones se realizan a partir del año 1.
- Si el ID de la bomba era distinto a las existentes, se verifica que sean parte de la estación de bombeo del depósito T2_PL, que era el único donde estaba permitido colocar bombas adicionales en paralelo. Bombas en paralelo en otras estaciones, no estaba permitido.

- Verificar que las velocidades específicas asignados en la consigna, controles simples o patrones de velocidad sean menores a la velocidad nominal, es decir menor a 1.
- Si las bombas tenían asignadas valores de velocidad específicas menores a 1, se verifica que tenía el costo asociado del variador de velocidad.
- Si tenía controles simples de nivel asociados, verificar que el nodo de referencia sea un nodo existente de la red base y no un nodo creado por el participante.

Una vez verificados estos puntos, se procede a realizar el cálculo de los costos. Las expresiones de cálculo están detalladas en el capítulo 3, apartado 3.5.

4.5 Verificación del Presupuesto Anual

Para realizar las mejoras a la red de distribución de E-Town, estaban permitidas una serie de intervenciones que tenían un costo asociado. El presupuesto anual que se dispone para realizar estas mejoras es de €650,000. Los participantes no deben exceder este monto, por lo cual se debe verificar que el monto calculado por los participantes sea correcto.

A continuación, se detalla el proceso de cálculo para cada tipo de las intervenciones permitidas:

Detección y Reparación de Fugas:

- Con los datos conocidos del ID de la tubería, se identifica la tubería para extraer su valor del diámetro.
- Dependiendo del año de simulación se actualiza el valor del coeficiente de fuga de acuerdo con las instrucciones.
- Se calcula el costo de detección y reparación de la fuga y finalmente, el costo total de cada fuga.

Reemplazo de Tuberías:

- Se verifica que el diámetro especificado sea acorde con el catálogo propuesto por la organización. Si es un diámetro distinto, se notifica al participante para la corrección. Además, se verifica que el diámetro sea igual o mayor al diámetro que tenía anteriormente la tubería.
- Con el ID de la tubería, se identifica y extrae el valor de su longitud.

- Con estos datos, se calcula el costo de cada tubería reemplazada.

Instalación de Válvulas:

- Se verifica que la tubería donde se instala, el nodo inicial y final sean elementos existentes del fichero INP base.
- Se verifica que el diámetro a instalar sea el mismo que la tubería o del diámetro más próximo de acuerdo con las instrucciones.
- Con los datos proporcionados y el tipo de válvula, se determinan los valores de los coeficientes de costo de válvulas (A_v , B_v) y se calcula el costo de instalación.

Incremento de Volumen de Depósitos:

- Con el valor del nuevo diámetro del depósito (D_{final}), se calcula el incremento de volumen (ΔV). En la ecuación (35), $D_{inicial}$ es el diámetro inicial del depósito y H_{max} y H_{min} es el nivel máximo y mínimo respectivamente.

$$\Delta V = \frac{\pi}{4} \cdot (D_{final}^2 - D_{inicial}^2) \cdot (H_{max} - H_{min}) \quad (35)$$

Este valor se compara con el valor que ingresó el participante en la plantilla de solución para verificar si es correcto.

- Se procede a calcular el nuevo nivel inicial (Z_{final}), de manera que el volumen de agua inicial no varíe. En la ecuación (36), $Z_{inicial}$ es el nivel de agua que tenía el tanque antes del cambio de diámetro.

$$Z_{final} = Z_{inicial} \cdot \left(\frac{D_{inicial}}{D_{final}} \right)^2 \quad (36)$$

Este valor se verifica con el valor que ingresó el participante en la plantilla de solución.

- Con este valor de ΔV se procede a calcular el costo.

Instalación de Bombas:

- Se verifica que el modelo de bombas esté acorde con el catálogo de bombas presentado por la organización.
- Para el caso de las bombas de pozo, se calcula la diferencia de elevaciones entre el nodo inicial y final. Esto representa el costo de extracción de la bomba del pozo, ver ecuación (18).

- Con el modelo de la bomba, se procede a calcular la potencia en el punto de mayor rendimiento. En la ecuación (37), γ es el peso específico del agua, Q y H es el caudal y altura de bombeo nominales, y η es la eficiencia de la bomba que de acuerdo con las instrucciones tiene un valor de 0.8.

$$POT_{BEP} = \frac{\gamma(N/m^3) \cdot Q (m^3/s) \cdot H (m)}{\eta} \quad (37)$$

- Con estos valores calculados, determinamos el costo de instalación de la bomba de acuerdo con las ecuaciones (19) y (20)

Instalación de Variador de Velocidad:

- Con el ID de la bomba donde se instalará el variador de velocidad, se verifica que previamente no se haya cambiado el modelo de bomba. Debido que para calcular el costo del variador se requiere la POT_{BEP} , se debe determinar que valor del rendimiento (η) se va a tomar. Si es una bomba existente $\eta = 0.65$, pero si es una bomba nueva $\eta = 0.8$.
- Con estos datos, se calcula el costo de instalación del variador de velocidad.

Finalmente, con todos estos subtotales, se calcula el costo anual en euros y se verifica que no exceda del presupuesto anual de €650,000. En caso de que exista un exceso, se notifica al participante para que realice las correcciones debidas.

4.6 Verificación del Cumplimiento de Restricciones

Para verificar las restricciones de la batalla, se requirió implementar una herramienta informática utilizando la Toolkit de EPANET.

En un principio la metodología proponía realizar la evaluación en todo el periodo de evaluación, incluyendo los instantes intermedio. Sin embargo, los problemas comentados anteriormente de inestabilidad de cálculo ocasionaban que en algunos instantes intermedios se generen caudales picos o presiones muy altas que hacían que se infrinjan las restricciones del problema. Debido a este problema, se propone obviar los resultados de los instantes intermedios y solo evaluar los instantes horarios o intervalos de tiempo equivalentes a una hora.

Los parámetros a verificar son:

- Niveles mínimos y máximos de los tanques.
- Caudales máximos de extracción de las fuentes.
- Caudal máximo de las bombas.

El procedimiento consiste en leer los seis ficheros INP, realizar la simulación hidráulica y almacenar los resultados de presiones en depósitos, demandas de embalses y caudales de bombas. Luego, leer los resultados y dar una alerta en aquellos instantes que estos parámetros infringen los valores establecidos. En la *Fig. 40*, se puede observar el formulario principal de la herramienta desarrollada para verificar el cumplimiento de las restricciones.

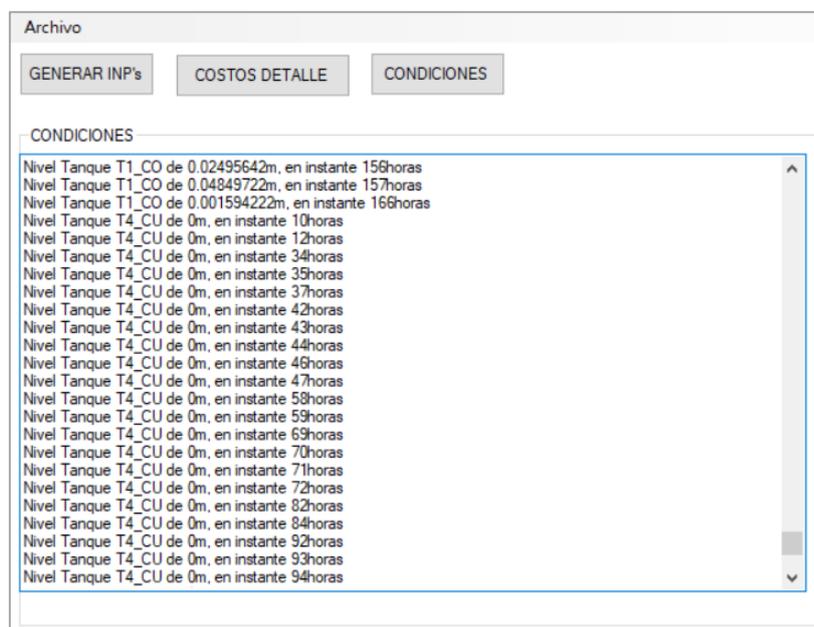


Fig. 40 Ventana de la herramienta: Resumen de cumplimiento de restricciones.

Los equipos que cumplen con las restricciones eran calificados y pasan a la etapa final para el cálculo de indicadores de suministro. Los equipos que no cumplen las restricciones pasan a una etapa de evaluación para verificar los resultados del comité con los resultados de sus ficheros INP. Sin embargo, hay un inconveniente con este procedimiento. Muchos equipos pueden usar modelos de fugas diferentes que ocasionan algunas diferencias en los resultados mientras que otros controlan el nivel de los depósitos modificando directamente los niveles en sus fichero INP. Sin embargo, el comité solo usa la plantilla de solución para generar ficheros INP y por lo tanto no lo

toma en consideración. Adicionalmente, otros tienen sus ficheros INP con configuraciones y consignas que no representan del todo lo que indican en su plantilla de solución.

Como se comentó anteriormente, los modelos generados podían diferir de los modelos proporcionados por los participantes por diferentes motivos. Por lo cual se vio la necesidad de categorizar a aquellos equipos que no cumplían las restricciones, analizar a mayor detalle cada modelo y finalmente decidir si un equipo era o no descalificado.

Los equipos que no cumplen con las restricciones se distribuyen en cuatro categorías de acuerdo con la *Tabla 14*. En la primera columna se especifica la categoría, la segunda columna está referida al cumplimiento del modelo generado por el Comité, la tercera columna está referida al cumplimiento del modelo proporcionado por el participante y en la cuarta columna la condición o calificación. El color naranja quiere decir que es un cumplimiento de los valores con una pequeña desviación menor al 1% del valor de la restricción. El color rojo significa que no cumplen con las restricciones y el color verde que sí hubo un cumplimiento de la restricción.

Tabla 14 Categorías de cumplimiento de restricciones

Categoría	Fichero INP generado por el Comité	Fichero INP del equipo participante	Condición
Categoría 1	~Cumple	~Cumple	Calificado
Categoría 2	No cumple	~Cumple	Evaluación detallada
Categoría 3	No cumple	No cumple	Descalificado
Categoría 4	No cumple	Cumple	Evaluación detallada

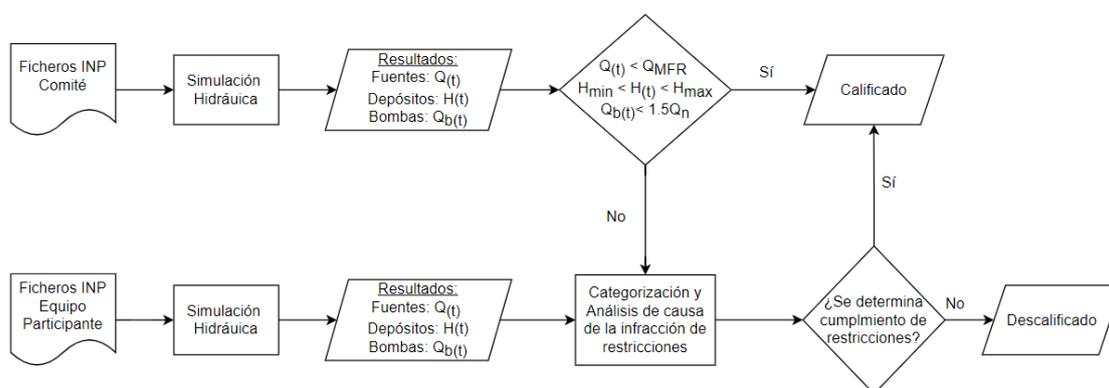


Fig. 41 Procedimiento de verificación de restricciones y calificación

Los de la categoría 1 eran calificados a la siguiente etapa. Son aquellos equipos que han cometido una infracción a las restricciones, pero con una pequeña desviación de los valores. Además, se verificaba que el modelo generado por el Comité y el modelo proporcionado por el participante tengan el mismo comportamiento hidráulico.

En el caso de la categoría 2 y 4, los resultados obtenidos con el modelo generado por el Comité no cumplían, pero con el modelo del participante sí cumplían o la infracción era por una pequeña desviación. Entonces, se realizaba un análisis para verificar las posibles causas de la infracción y luego deliberar si era calificado o descalificado. Finalmente, los equipos que entren en la categoría 3 estaban descalificados ya que no cumplían las restricciones ni con el modelo INP generado por el Comité ni en sus propios modelos. En la *Fig. 41* podemos observar el procedimiento de evaluación descrito.

4.7 Origen de Infracción de Restricciones

Cuando se hace la verificación del cumplimiento de restricciones y un equipo no cumplía, entra en un proceso de categorización. Cuando era el caso de la categoría 2 y 4 se hacía un análisis para determinar el origen de las posibles causas de la infracción de las restricciones.

Principalmente, estas causas pueden ser:

- Modelo de fugas implementado por el participante diferente al sugerido por el Comité.
- Control del nivel de seguridad de los depósitos modificando los niveles mínimos y máximos desde el fichero INP y no como controles simples.
- Errores en el llenado de datos de la plantilla de solución.

4.7.1 Debido a modelos de fugas

En las instrucciones de la BIWS, se menciona que el Comité organizador implementará el modelo de fugas sugerido según la figura *Fig. 39* para generar los ficheros INPs. Sin embargo, algunos equipos presentaron sus ficheros INPs con otros modelos de fugas, razón por la cual los resultados diferían.

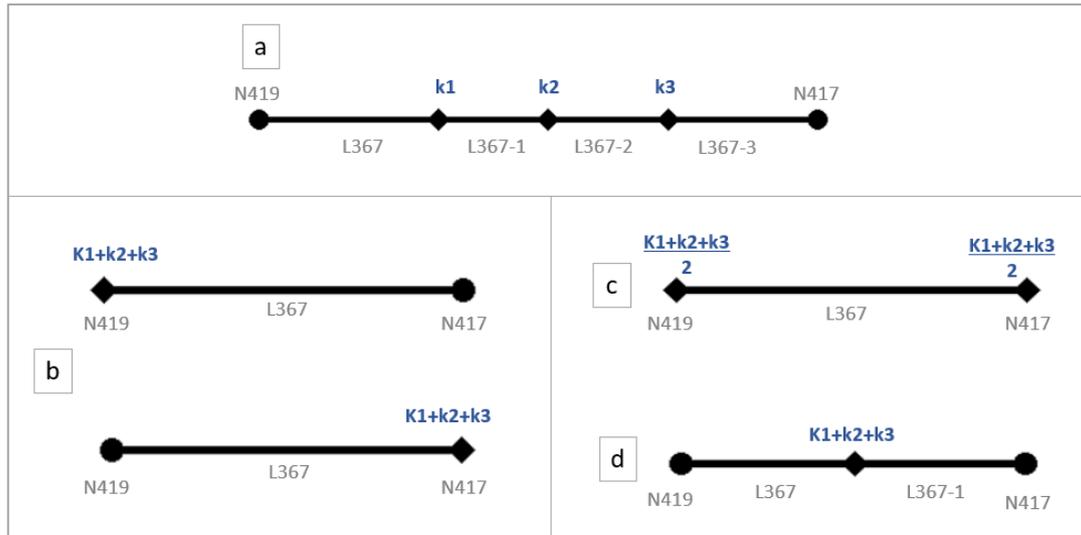


Fig. 42 Diversos modelos de fugas implementados

En la Fig. 42, se hace una clasificación de los posibles modelos de fugas a implementar por los participantes:

- En modelo (a), las fugas son representadas como emisores y colocados a la distancia indicada por las instrucciones. El modelo tiene como inconveniente que, si las presiones en estos nodos emisores son negativas, estos se comportan como fuentes e introducen caudal a la red por lo cual reduce el caudal de extracción de las fuentes.
- En el modelo (b) las fugas en la tubería no se colocan en las distancias específicas, sino que son acumuladas en alguno de los nodos extremos. Hay que tener en cuenta que, si en un nudo confluyen varias tuberías con fugas, dicho emisor tendrá acumulado todas esas fugas. También hay que tener en cuenta que, al momento de cerrar una tubería, reparar un fuga o reemplazar una tubería, se debe actualizar el coeficiente emisor. Este modelo tiene el mismo inconveniente que el modelo (a) cuando el nodo emisor está sometido a presiones negativas. La diferencia es que en este modelo los caudales negativos pueden verse afectados en mayor medida respecto al modelo anterior ya que las presiones en el nodo emisor se ven afectadas por las pérdidas de carga de todo el largo de la tubería.
- En el modelo (c) es similar al (b) con la diferencia que las fugas de la tubería se reparten equitativamente en los nodos extremos. Hay que tener en cuenta que

cuando una tubería es cerrada las fugas siguen activas, ocasionando pérdidas de agua. Este modelo también presenta el mismo inconveniente del modelo (a) y (b) descrito con anterioridad.

- El modelo (d) concentra las fugas en el centro de la tubería; en este caso si se repara una fuga de las tres, hay que actualizar el valor de dicho coeficiente emisor de la fuga (p.ej. si se repara la fuga k_2 , el nuevo valor de la fuga concentrada sería k_1+k_3). Este modelo también presenta el mismo inconveniente del modelo (a).

Los modelos de fugas descritos carecen de las “dummy pipes” y una válvula de retención que impidan el ingreso de caudal a la red cuando los nodos tienen presiones negativas. Por ello al momento de comparar los ficheros INPs generados por el Comité con los brindados por los participantes, estos difieren. En caso de presiones negativas, como se inyecta caudal, los caudales de extracción son menores. Por lo tanto, en sus modelos se cumplía esta restricción, mientras que, en el modelo de fugas propuesto por el Comité, no.

4.7.2 Debido al modo de control de niveles de seguridad de depósitos

Otra causa por la cual pueden diferir los valores de los resultados entre los participantes y el Comité es debido a la forma como se controlaron los niveles de los depósitos. Las instrucciones mencionan que los depósitos no deben llenarse ni vaciarse y mantener un margen de seguridad de 5 cm del nivel mínimo y máximo. El nivel de los depósitos puede ser controlado mediante controles simples temporales o controles simples de nivel.

Con controles temporales, simplemente se asigna la hora en que una línea se abre o cierra para llenar o dejar salir agua del depósito. Este modo de control no está relacionado con los niveles del depósito y por lo tanto pueden existir momentos en que el depósito se vacíe o llene totalmente infringiendo la restricción. Otra manera es usando controles de nivel. Esto es, una línea se abre o se cierra en función a niveles de referencia del depósito indicados por el modelador.

En el modelo hidráulico de la BIWS se tienen cuatro depósitos con dos configuraciones distintas. Los depósitos T3_MO y T4_CU solo tienen una tubería conectada, la cual permite el ingreso y salida de caudal. Lógicamente, no es posible realizar controles de nivel con una sola tubería, por lo cual hay que hacer algunas modificaciones previas. En la *Fig. 43* (b) se puede ver un ejemplo con el depósito T4_CU, en la cual se han colocado

dos “dummy pipes” con válvula de retención y dos “dummy pipes” sin válvula de retención. Las válvulas de retención sirven para evitar la salida de agua por la tubería de ingreso y la entrada de flujo por la tubería de salida. EPANET no permite el uso de controles de nivel de válvulas conectadas directamente al depósito, por lo cual hay que añadir dos dummy pipes (L1921-in, L1921-out) con las cuales se realiza los controles.

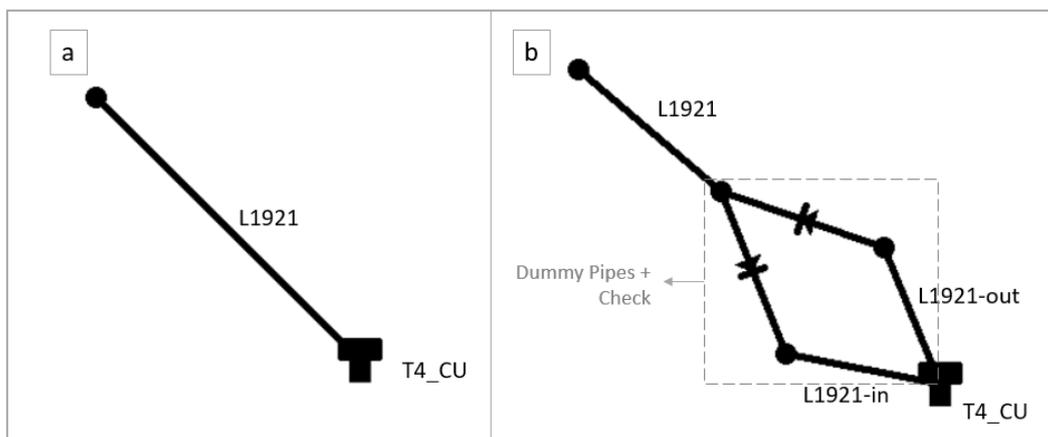


Fig. 43 Modificaciones a depósitos para control de nivel. (a) Sin modificación. (b) Con modificación

A modo de ejemplo, se pueden usar controles simples de la siguiente manera:

Pipe L1921-in CLOSED if node T4_CU above 3.45
 Pipe L1921-in OPEN if node T4_CU below 3.40
 Pipe L1921-out CLOSED if node T4_CU below 0.10
 Pipe L1921-out OPEN if node T4_CU above 0.15

Por otro lado, los depósitos T1_CO y T2_PL tienen tuberías independientes para entrada o salida del flujo. Por defecto, el depósito T1_CO tenía instalados válvulas de retención al ingreso y salida, por lo cual ya estaba preparado para usar controles de nivel de forma directa. El depósito T2_PL también se puede controlar mediante la misma configuración (ver Fig. 44)

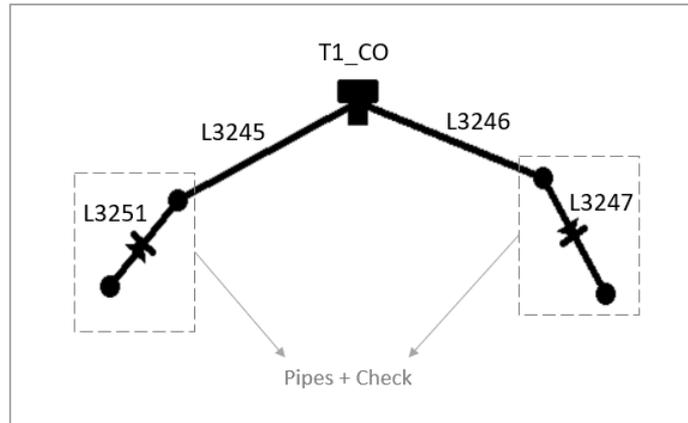


Fig. 44 Tuberías de ingreso y salida en depósito T1_CO

En resumen, los niveles mínimos y máximos de los depósitos pueden ser controlados mediante controles simples temporales o de nivel o una combinación de ambos. Hay que tener en cuenta que EPANET lee los controles de forma ordenada y prevalecerá el último control que lea. Por lo tanto, el orden en que se programan los controles sí importan. Estos controles, pueden ser escritos en la plantilla de solución y luego implementados por el Comité para generar los archivos INP. Así, estas medidas serán reflejadas correctamente. Sin embargo, algunos equipos no colocaron los controles en la plantilla de solución en el mismo orden que su fichero INP, por lo cual daba resultados diferentes.

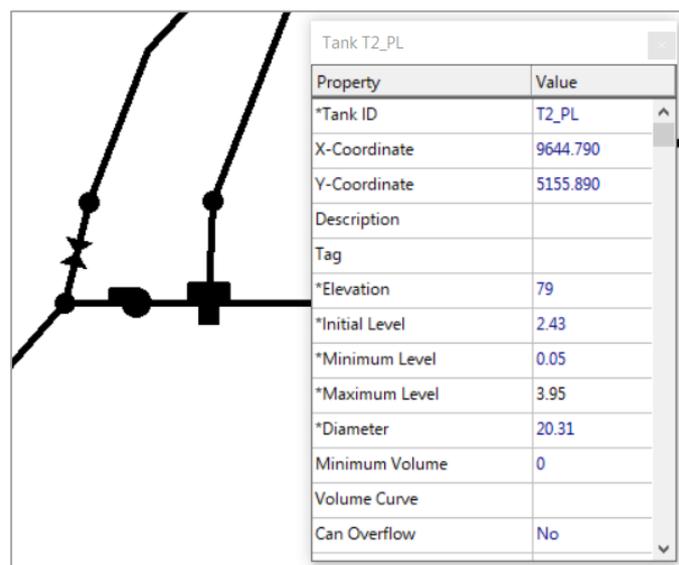


Fig. 45 Control de nivel modificando nivel mínimo (0.05) y máximo (3.95)

Otra diferencia es que algunos equipos controlaron los niveles de seguridad de los depósitos modificando la geometría del mismo. Es decir, cambiando los valores de niveles mínimos y máximos de los depósitos en sus ficheros INP (ver *Fig. 45*). Lógicamente, no necesitaban programar controles simples para controlar los niveles de depósitos, por eso en su plantilla de solución no existía control alguno. Por consiguiente, los depósitos podían vaciarse o llenarse en los modelos generados por el Comité.

La solución a esto fue modificar los modelos generados por el Comité e ingresando los valores de niveles mínimo y máximos en los depósitos.

4.8 Cálculo de Indicadores y Puntuación Final

Los indicadores de suministro han sido descritos con detalle en el capítulo 3, apartado 3.6. En la *Tabla 15* se muestra un resumen de los nueve indicadores con los que serán evaluadas las soluciones de los participantes. Para el cálculo de estos indicadores se desarrolló una herramienta informática usando funciones de la Toolkit de EPANET.

Tabla 15 Resumen de indicadores de suministro

Indicador	
I1	Proporción del número efectivo de horas que un usuario es servido
I2	Proporción de usuarios con servicio continuo.
I3	Volumen de agua fugada
I4	Proporción de volumen de agua suministrado a los usuarios
I5	Nivel de presión en nodos de consumo
I6	Porcentaje de usuarios suministrados de forma continua
I7	Longitud de tuberías con presiones negativas
I8	Energía consumida por las bombas en operación
I9	Nivel de equidad del suministro

Si observamos las expresiones de cálculo de cada uno de los indicadores, se puede notar que casi todos los denominadores tienen valores fijos ya que dependen de los

valores iniciales de la red. Por ejemplo, el número de nodos totales, la presión de referencia o el volumen demandado por los usuarios. Por este motivo los indicadores I_1 , I_2 , I_4 , I_5 , I_6 e I_7 fueron calculado en dos partes: el numerador que dependía de la característica de cada solución y el denominador que era un valor típico.

Por otro lado, el indicador I_3 si tenía dos valores que dependían de cada solución ya que el numerador era el total del caudal fugado o la suma de las demandas de todos los nodos emisores y el denominador era el caudal inyectado a la red o el caudal extraído de todas las fuentes.

El indicador I_8 , era calculado mediante la Toolkit de EPANET, extrayendo el valor de la energía consumida en cada instante de la simulación y multiplicada por el intervalo de tiempo.

Para todos los indicadores a excepción del I_9 el cálculo se podía hacer anual. Es decir, se podía obtener el valor del indicador para cada año de simulación. Sin embargo, para el I_9 se tenía que realizar la simulación y guardar los valores ya que el valor del indicador está en función de la media y la desviación estándar del ratio de suministro (SR) considerando los 6 años de simulación.

Los resultados de presión y caudales requeridos para calcular los indicadores generaban una gran cantidad de información. Hay que considerar que luego de implementar el modelo de fugas la red podía tener 10041 nudos y 10413 tuberías. Si no contamos los estados intermedios el número de valores es de 168 por cada elemento. Por lo cual una matriz de almacenamiento podría llegar a tener 1'686,888 valores para un solo año de simulación.

Los problemas de inestabilidad de cálculo comentados anteriormente, que generan picos de caudales, demandas y presiones pueden distorsionar los resultados generando falsos valores de los indicadores. Por este motivo, se decidió implementar un algoritmo de conectividad. Este algoritmo, consiste en que cada instante, antes de realizar el cálculo hidráulico, se verifica que el elemento esté siendo alimentado por una fuente de agua o depósito. Si el elemento está desconectado, la presión y la demanda se considerarán nulas independientemente de los resultados que muestre el módulo de cálculo.

A continuación, se describen los valores necesarios para calcular los indicadores:

- Determinar el tiempo que cada nodo de consumo tiene una presión $p > p_0$ (I_1 e I_2)

- Determinar el volumen de agua perdido por cada fuga (I_3)
- Determinar el volumen de agua suministrado por cada fuente (I_3)
- Determinar el volumen de agua suministrada a cada nodo de consumo (I_4)
- Determinar el volumen de agua demandado por cada nodo de consumo (I_4)
- Determinar la presión mínima en cada nudo de consumo (I_5 e I_6).
- Para tuberías con alguno de sus nudos con presiones negativas, determine en cada instante la longitud de tubería con presiones negativas y obtenga el valor máximo de esta longitud para cada tubería (I_7).
- Calcular la energía consumida por cada una de las bombas (I_8).
- Determine la relación de suministro de cada nodo como la relación entre el volumen suministrado y el volumen demandado (I_9)
- Finalmente, se calcula la suma para el escenario actual. Con excepción del Indicador I_9 por lo comentado líneas arriba.

Una vez analizado cada escenario y calculadas las sumas de los indicadores, se procederá a calcular los valores de los indicadores según las ecuaciones establecidas en el Instructivo. En la *Fig. 46* se muestra el formulario principal de la herramienta desarrollada para el cálculo de los indicadores.

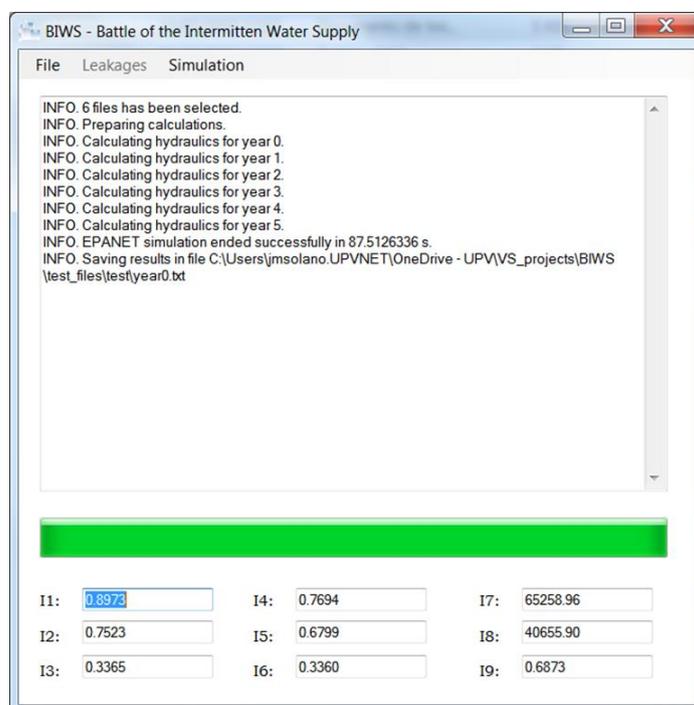


Fig. 46 Ventana principal de aplicativo para cálculo de indicadores

La valoración final de cada uno de los equipos se obtiene normalizando los valores de cada indicador respecto a los valores máximos y mínimos obtenidos por todos los equipos. Sólo serán considerados en esta normalización aquellos equipos que cumplan con las restricciones del problema definido en las instrucciones.

Se debe tener en cuenta que el objetivo de este problema es maximizar los indicadores I_1, I_2, I_4, I_5, I_6 e I_9 . Todos estos indicadores varían entre 0 y 1, a excepción del indicador I_9 , que varía entre -1 y 1. Por el contrario, los indicadores I_3, I_7 e I_8 deben minimizarse.

Suponiendo que $I_{i,j}$ es el valor obtenido en el indicador i por el equipo j y que $I_{i,max}$ y $I_{i,min}$ son respectivamente los valores máximo y mínimo del indicador i , la calificación final del equipo j (A_j) será de acuerdo con la ecuación (38):

$$A_j = \sum_{i=1,2,3,4,5,6,9} \frac{I_{i,j} - I_{i,min}}{I_{i,max} - I_{i,min}} + \sum_{i=3,7,8} \frac{I_{i,max} - I_{i,j}}{I_{i,max} - I_{i,min}} \quad (38)$$

4.8.1 Problemas con indicadores I7, I8 e I9

En las instrucciones de la BIWS, se especifica que el indicador I7 será evaluado en cada instante de la simulación inclusive en los instantes intermedios. Debido a los problemas de inestabilidad de cálculo, se usaba el algoritmo topológico de conectividad el cual era evaluado en cada instante de simulación. Si la tubería estaba conectada a un embalse o depósito se tomaba el valor de la longitud con presión negativa de acuerdo con los valores arrojados de la Toolkit. Si la tubería no estaba conectada, se asumía que la tubería estaba a presión cero y se consideraba una longitud igual a cero.

Para el cálculo del Indicador 8, también se tuvo especial cuidado, ya que en ciertos instantes la bomba daba caudales extremos generando picos de presión elevados. En este caso también se tuvo que aplicar el algoritmo de conectividad para evitar estos falsos resultados.

El indicador 9 generó ciertas dudas y problemas. Este indicador refleja el nivel de equidad en el suministro de agua y fue propuesto por Gottipati y Nanduri [28]

La mayor parte de la literatura científica indica que un valor del indicador igual a 1 ($I_9=1$) está asociado con una distribución de flujos completamente equitativa, mientras que un valor del nodo del indicador ($I_9=0$) está asociado con el valor mínimo. Esto está

respaldado por el hecho de que la desviación media no puede exceder el valor medio. Sin embargo, el valor mínimo del indicador I_9 puede ser inferior a cero, ya que la desviación media a veces puede ser mayor que el valor medio.

Para justificar esta afirmación, considérese un solo escenario con n nodos para los cuales se conoce el valor de la relación de suministro (supply ratio) SR_{ij} . Supongamos que en m nodos la relación de suministro es 100%, por lo que el valor del parámetro SR_{ij} es igual a uno ($SR_{ij} = 1$).

Si consideramos que en los nodos restantes ($m-n$) la relación de suministro es cero, por lo tanto, el valor de SR_{ij} es cero ($SR_{ij} = 0$). Es en estas circunstancias que se espera la mayor desigualdad en el índice de equidad. Es decir, en estas condiciones cuando el valor del indicador I_9 debería ser mínimo.

Con estos valores, si reemplazamos en las ecuaciones de cálculo para el indicador I_9 , tenemos que el ASR (relación de suministro medio) y el ADEV (desviación media) son:

$$ASR = \frac{m}{n} \quad (39)$$

$$ADEV = \frac{|m(1 - \frac{m}{n})|}{n} + \frac{|(n - m) \cdot (0 - \frac{m}{n})|}{n} \quad (40)$$

Como el valor de ASR es menor o igual a 1, entonces el valor de $(1 - \frac{m}{n})$ es positivo y el valor de $(0 - \frac{m}{n})$ es negativo. Por lo cual el valor absoluto afecta a la expresión con valor negativo quedando de la siguiente manera:

$$ADEV = \frac{m(1 - \frac{m}{n})}{n} + \frac{(n - m) \cdot (\frac{m}{n})}{n} = \frac{2m(n - m)}{n^2} \quad (41)$$

Por lo tanto, el valor del indicador I_9 es:

$$I_9 = 1 - \frac{2(n - m)}{n} \quad (42)$$

La función representada en la ecuación anterior tiene su valor mínimo cuando el número de nodos con un valor de relación de suministro igual a uno (m) es mínimo. Por tanto, el valor máximo del indicador I_9 se obtiene en el caso de que sólo uno de los nodos tenga el 100% del ratio de suministro y el resto tenga un ratio igual a cero. En este caso, la expresión del indicador es:

$$I_9 = 1 - \frac{2(n-1)}{n} \quad (43)$$

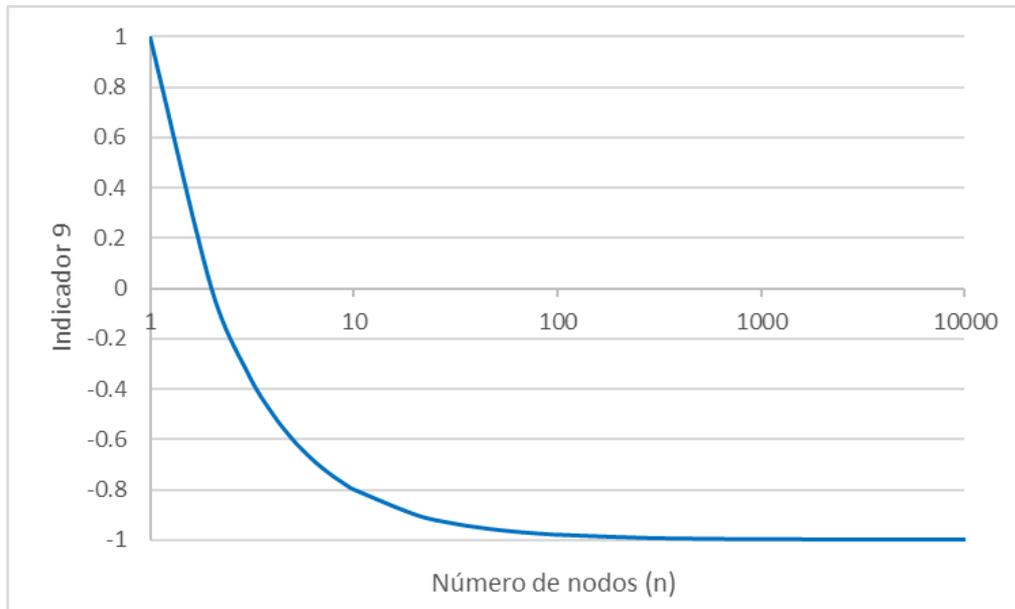


Fig. 47 Variación del indicador I_9 en función del número de nodos cuando sólo uno de ellos tiene un valor distinto de cero del ratio de suministro (SR).

En definitiva, está claro que el indicador I_9 puede tener valores por debajo de cero. Su valor mínimo, en el caso de que el número de nudos crezca hasta el infinito, es $I_9 = -1$ (ver Fig. 47). En general, este indicador se ha utilizado para mostrar el grado de equidad de las redes de abastecimiento de agua que están en transición de un sistema intermitente a uno continuo. En estas circunstancias, los valores de SR_{ij} son altos y se acercan progresivamente a la unidad. Asimismo, los valores de ASR están lejos de cero. Por lo tanto, es extremadamente difícil que el valor de I_9 sea negativo. Sin embargo, con una multitud de nodos con bajas proporciones de suministro, la probabilidad de valores por debajo de cero es alta.

5. Análisis y Evaluación de las Soluciones.

En la “Battle of Intermittent Water Supply” (BIWS) con motivo de la 2nd Joint Conference on Water Distribution System Analysis and Computing and Control in the Water Industry celebrado en Julio del 2022 en la ciudad de Valencia (España) se presentaron 16 equipos. Entre ellos grupos de investigación, universidades e investigadores de diferentes partes del mundo con el desafío de proponer la mejor solución para optimizar E-Town, una red de distribución con problemas de abastecimiento y con régimen intermitente (ver *Tabla 16*).

Tabla 16 Equipos participantes de la BIWS

Equipo #	Equipo ID	Afiliaciones
1	CLUSGEN	Unversity College Dublin (Irlanda), VITENS (Países Bajos), Brabant Water (Países Bajos)
2	MADEF	Politecnico di Milano (Italia)
3	CIACUA	Universidad de los Andes, Bogotá (Colombia)
4	UNIFE	University of Ferrara (Italia)
5	PaviaInnsbruck	Università degli Studi di Pavia (Italia), University of Innsbruck (Austria)
6	HDSLlab	Budapest University of Technology and Economics (Hungría)
7	GBA	Technion - Israel Institute of Technology (Israel), Xylem (USA), University of Haifa (Israel)
8	EXETER	University of Exeter (UK)
9	VNIT	Visvesvaraya National Institute of Technology (India)
10	BGEO	BGEO (España), EC Solutions (Colombia), SANEAGO (Brasil), 5Stor Water (USA), Universitat Politècnica de Catalunya (España)
11	FLUING	Federal University of Minas Gerais (Brasil), Free University of Bozen-Bolzano (Italia), Ingeniousware (Alemania), Fluing (España)
12	DUTWATER	Dalian University of Technology (China)
13	NCSU	North Carolina State University (USA), University of Illinois Urbana-Champaign (USA)
14	UTAustin	University of Texas at Austin (USA)
15	HIT	Harbin Institute of Technology (China)
16	UGTO	Universidad de Guanajuato (Mexico), Pontificia Universida de Católica do Paraná (Brasil)

El día 15 de mayo se cerró el plazo para entregar las soluciones a la BIWS. Como se ha detallado ampliamente en el capítulo 4, el procedimiento de evaluación inició con la verificación de la versión actualizada de la plantilla de solución. Hubo 13 equipos que

enviaron una versión anterior y se les solicitó que corrigieran. En aproximadamente una semana, todos los equipos tenían las plantillas de solución actualizadas y listas para realizar la verificación previa de los datos de acuerdo con las instrucciones de la batalla. Este procedimiento consistía en realizar una verificación de las acciones (estados iniciales, consignas, controles simples y patrones de velocidad de equipos de bombeo) para comprobar que los datos colocados sean coherentes y acorde con las instrucciones de la batalla. Este chequeo también era importante para evitar errores en la implementación de estas acciones al modelo hidráulico.

Hubo 8 equipos que tenían problemas diversos, entre ellos:

- Declarar controles simples con elementos (tuberías, nodos) no existentes en el modelo base. Si se usaban elementos que no existen en el modelo base, la herramienta para implementar los controles mediante la Toolkit presentaba problemas.
- Declarar consignas o controles de válvulas, bombas, variadores de velocidad sin haber realizado la inversión y ser especificado en la tabla de inversiones.
- Reemplazo de tuberías con diámetros no permitidos.
- Instalación de bombas con modelos de bombas no permitidos o erróneos.
- Declarar controles simples de una manera diferente a los soportados por EPANET.
- Usar velocidades específicas de las bombas mayor a la velocidad nominal.

Estas observaciones fueron enviadas a cada uno de los equipos para ser corregidas. Luego de esto se procedió a calcular los costos anuales para comprobar si está dentro de los €650,000 del presupuesto anual disponibles.

5.1 Presupuesto Anual

La BIWS propone un periodo de cinco años para tomar acciones e intervenciones y dar solución a los problemas que tiene la red de distribución E-Town. El presupuesto anual del que se dispone es de €650,000 (de acuerdo con las instrucciones de la BIWS). Estas intervenciones pueden ser la detección y reparación de fugas para reducir las pérdidas de agua, reemplazo de tuberías por unas nuevas con mejor capacidad hidráulica y para eliminar las fugas que podría presentar, instalación de válvulas para el control y/o

regulación del sistema, incremento de volumen de depósitos para tener mayor capacidad de almacenamiento, instalación de nuevas bombas de mayor capacidad en caudal y presión e instalación de variadores de velocidad a las bombas para el ahorro de energía y regulación del sistema. Todas estas intervenciones tienen un costo asociado. En la tercera fase de evaluación, se verifica que los presupuestos anuales no sean mayores a los €650,000.

En la *Tabla 17* se muestra el porcentaje del monto de inversión respecto al presupuesto anual que utilizaron los equipos. La tabla está basada en los montos de inversión finales, luego de corregir los montos que excedían el presupuesto anual. De los 16 equipos, cuatro tuvieron un costo que se excedía al presupuesto anual en algún año. Estos equipos fueron notificados y se les envió la hoja de cálculo para su verificación. El exceso en estos cuatro equipos fue mínimo (<5% del presupuesto). Por lo cual, tenían la opción de repartir las tuberías reemplazadas y/o reparación de fugas en los demás años si aún tenían presupuesto disponible.

Tabla 17 Porcentaje de uso del presupuesto anual por equipos

Team	Año 1	Año 2	Año 3	Año 4	Año 5
1	100%	99%	99%	97%	98%
2	99%	99%	100%	100%	100%
3	100%	100%	100%	100%	96%
4	100%	100%	100%	100%	99%
5	100%	100%	100%	100%	100%
6	99%	21%	99%	99%	99%
7	100%	100%	100%	100%	100%
8	98%	100%	99%	85%	99%
9	100%	96%	100%	99%	100%
10	100%	98%	96%	99%	98%
11	100%	100%	100%	100%	100%
12	85%	98%	98%	99%	97%
13	68%	49%	51%	51%	52%
14	98%	96%	98%	98%	98%
15	100%	100%	99%	100%	100%
16	79%	82%	59%	78%	57%

Como se puede observar en la *Tabla 17*, la mayoría de los equipos intentó usar el 100% del presupuesto disponible para realizar acciones de mejora. Sin embargo, hubo dos equipos que usaron muy poco porcentaje del presupuesto y se debió a que cometieron un error de cálculo del costo. Otros equipos tuvieron en algunos años un bajo uso del presupuesto. Por ejemplo, el equipo 6 en el año 2 solo uso el 21% del presupuesto anual disponible y el equipo 8 el 85% en el año 4.

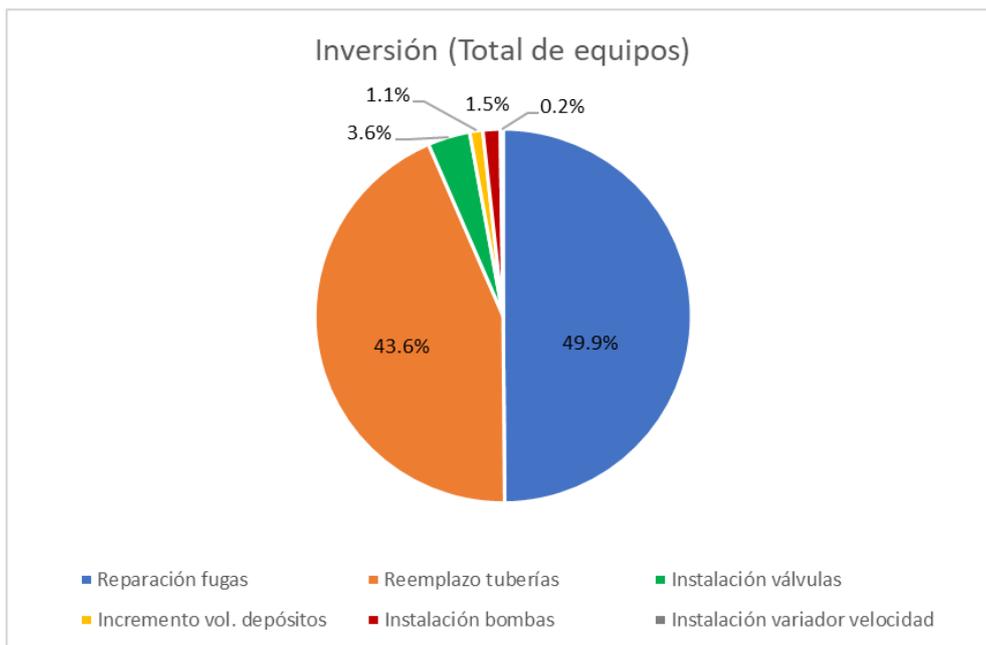


Fig. 48 Inversión total de todos los equipos

Los equipos participantes tenían diversas opciones de intervención para realizar mejoras. Sin embargo, se pudo notar que la mayoría de los equipos se centraron en la detección y reparación de fugas y el reemplazo de tuberías usando en promedio el 93.5% del presupuesto (ver Fig. 48). Evitar el desperdicio de agua era muy importante en la red, ya que existían horas pico donde la demanda era mucho mayor a la oferta, por ese motivo los equipos apostaron por estas dos intervenciones.

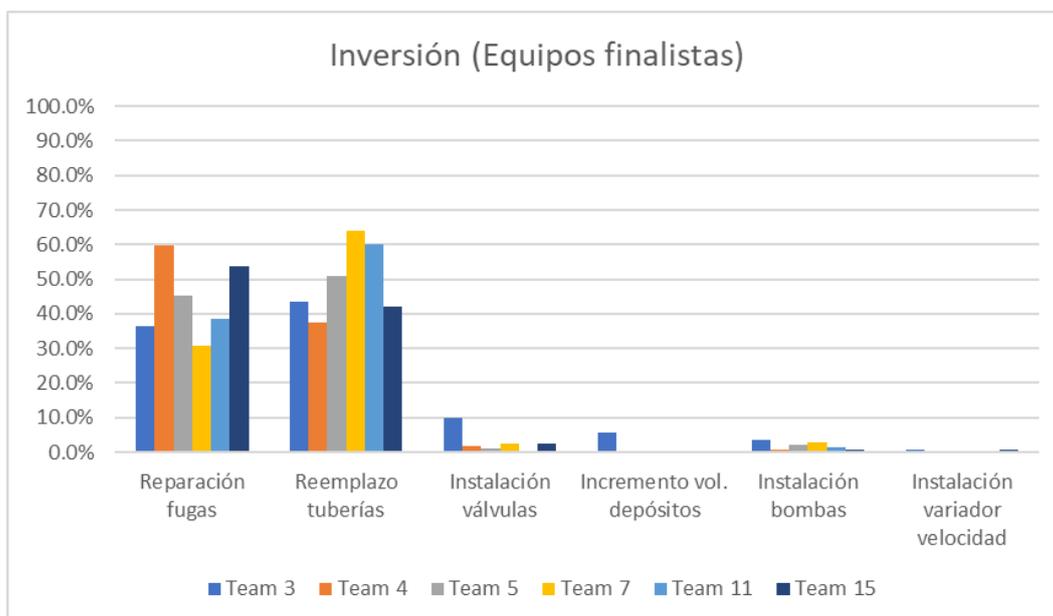


Fig. 49 Inversión total de los siete equipos finalistas.

En la Fig. 49, se observa que, de los seis equipos finalistas, todos invirtieron en nuevas válvulas a excepción del equipo 11. Solo el equipo 3 incrementó la capacidad de almacenamiento de los depósitos. Todos los equipos invirtieron en alguna mejora de los equipos de bombeo, pero solo 3 equipos decidieron implementar variadores de velocidad en las bombas.

5.2 Modelos de Fugas Implementados

De acuerdo con las instrucciones de la BIWS, los modelos hidráulicos (ficheros INPs) proporcionados por los participantes no serían materia de evaluación, ya que los ficheros INPs se generarían a partir de la plantilla de solución. Sin embargo, fueron usados para la corroboración del comportamiento hidráulico y/o detección de posibles errores en la implementación. Además, fue muy útil para la determinación de posibles causas de infracciones. Debido a esta diversidad de modelos implementados, existían diferencias importantes en los resultados obtenidos por el Comité organizador y los modelos de los participantes.

En la Fig. 50, se muestran los cuatro tipos de modelos de fugas implementados en EPANET por los participantes en sus ficheros INP. El tipo (i) es el modelo propuesto por el comité organizador de la BIWS. Los otros modelos fueron elegidos por los participantes para dar solución al problema. Las características de cada uno de ellos se detallan en el apartado 4.6.

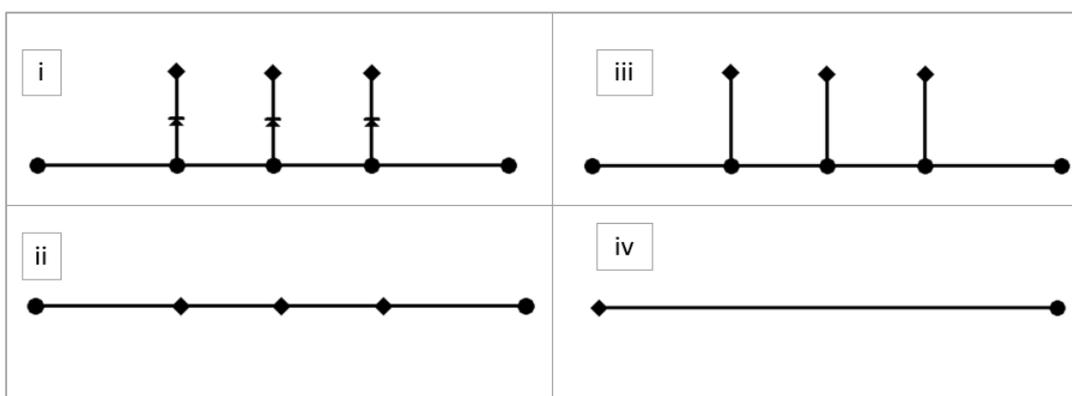


Fig. 50 Tipos de modelos de fugas implementados. (i) implementado por el Comité de la BIWS. (ii) modelo sin "dummy pipes". (iii) modelo sin válvula de retención. (iv) modelo asignación de fugas en nodo extremo.

Como se observa en la *Tabla 18*, 7 de los 16 equipos usaron el modelo de fugas propuestos por la organización, sin embargo, existen diferencias en los valores de longitud, diámetro y coeficiente de rugosidad (C_{HyW}) usados para la “dummy pipe”. Por ejemplo, el equipo 13 utilizó una longitud de “dummy pipe” de 304.8 metros el cual puede generar pérdidas de carga significativas. El equipo 3, utilizó un modelo similar al propuesto por el comité, pero decidió no usar válvulas de retención (check) para controlar el flujo a la red cuando existían presiones negativas. En cambio, utilizó controles simples para cada tubería que cerraban la tubería cuando la presión del nodo aguas arriba tenía una presión menor a cero. Este método funciona, pero incrementa considerablemente el tiempo de cálculo.

Tabla 18 Modelos de fugas implementados por los participantes.

Equipo #	Modelo de fugas	Dummy Pipe L: longitud; D: diámetro; C: rugosidad	Válvula Check?
1	i	L=0.01m, D=D _{tubería} , C=C _{tubería}	Sí
2	iv	No	No
3	iii	L=0.0001m, D=D _{tubería} , C=C _{tubería}	No, Controles Simples
4	i	L=0.5m, D=100mm, C=250	Sí
5	i	L=0.1m, D=600mm, C=130	Sí
6	-	-	-
7	i	L=0.1m, D=D _{tubería} , C=C _{tubería}	Sí
8	ii	No	No
9	iv	No	No
10	ii	No	No
11	ii	No	No
12	i	L=0.001m, D=1000mm, C=C _{tubería}	Sí
13	i	L=304.8m, D=75mm, C=100	Sí
14	i	L=0.001m, D=10 000mm, C=100	Sí
15	ii	No	No
16	iv	No	No

El resto de los equipos decidió implementar un modelo de fugas tipo (ii) y (iv). Estos modelos generan diferencias en caudales ya que no existe un elemento que impida un flujo a la red cuando existan presiones negativas.

5.3 Cumplimiento de restricciones

La evaluación del cumplimiento de restricciones se enfocó en tres parámetros:

- que el caudal máximo permitido de extracción de cada una de las fuentes (Q_{MFR}),
- que el nivel mínimo y máximo dentro del margen de seguridad del 5% y
- que el caudal de bombeo no exceda al caudal nominal en un 50%.

Cada uno de estos parámetros fueron medidos de forma horaria. Es decir, no se consideraron los instantes intermedios para evitar resultados falsos por problemas de inestabilidades de cálculo del modelo de EPANET v2.2.

Para esta fase de la evaluación se desarrolló una herramienta informática que leía los ficheros INPs de cada año generados por la organización y daba como valor de salida un aviso del instante de simulación en la cual una restricción fue infringida. Esta herramienta se basó en la Toolkit de EPANET.

Inicialmente, los resultados mostraron que solo dos equipos cumplían con las restricciones propuestas por la batalla. Los demás equipos excedían caudales y/o niveles de seguridad de los depósitos de manera puntual en algunos instantes de la simulación o durante un período de tiempo prolongado.

Lógicamente, estos equipos no eran descalificados inmediatamente. Se realizaba un análisis de los resultados y eran asignados en una de las cuatro categorías de no cumplimiento. Posteriormente, se realizó el análisis de las posibles causas de la infracción.

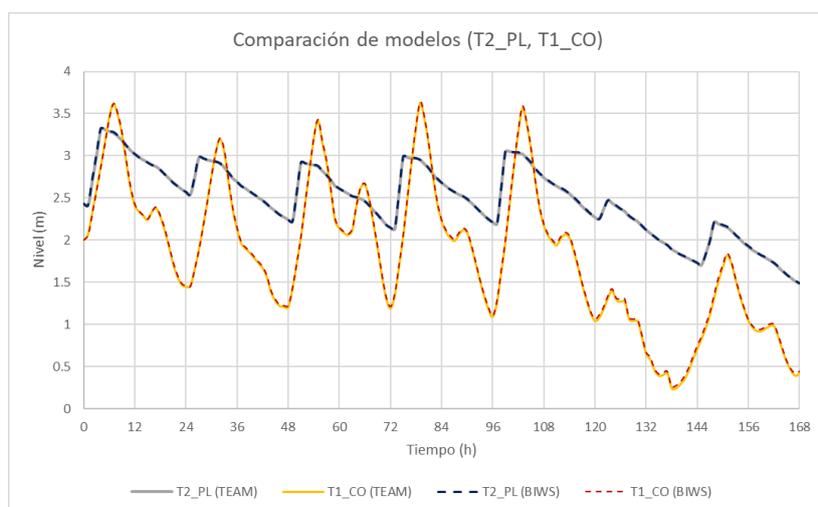


Fig. 51 Comparación de modelos hidráulicos (niveles de depósitos T1_CO y T2_PL)

La comprobación de errores o detección del origen de la infracción, fue más fácil realizarla con los equipos que utilizaron el modelo propuesto por la BIWS. Como se observa en la Fig. 51, el comportamiento hidráulico del modelo generado es prácticamente igual al modelo del equipo participante. De manera que, si existía alguna desviación era más fácil identificar el origen.

Los equipos que entraron en la categoria 1, tenían pequeñas desviaciones de los valores de restricción y se debía a que habían implementado un modelo de fugas diferente al propuesto por la organización. Generalmente emisores sin “dummy pipes” y sin válvula de retención que originaba que cuando el nodo emisor tenía presiones negativas, inyectaba caudal al sistema. Luego, se verificaron los resultados de los ficheros INPs entregados por el participante. En todos los casos se constató que cumplían las restricciones o tenían desviaciones mínimas.

Solo un equipo entró en la categoria 2, donde los resultados mostraban que había infringido las restricciones de caudal de extracción y niveles en depósitos. El problema fue que este equipo entregó sus modelos hidráulicos sin implementar ningún modelo de fugas. Razón por la cual no pudo hacerse el análisis comparativo. Finalmente, este equipo fue descalificado.

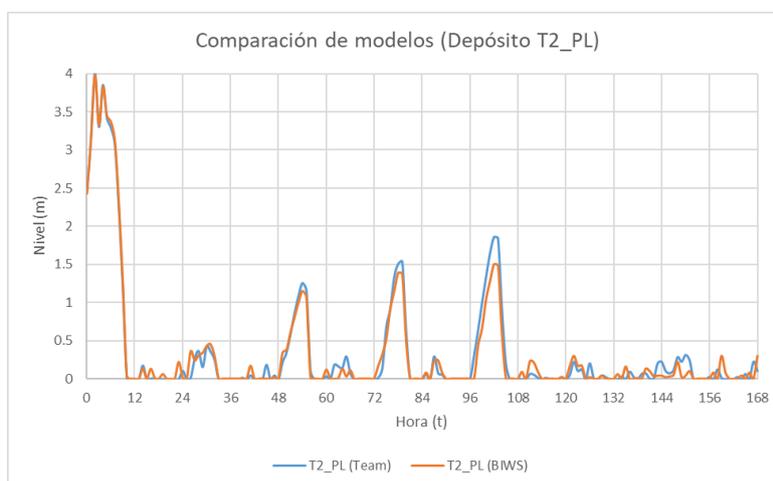


Fig. 52 Depósito T2_PL vaciándose en diferentes instantes en ambos modelos

En la categoria 3 entraron nueve equipos. Habían excedido caudales de extracción y/o niveles de depósitos, incluso llenándose o vaciándose. También se comparó con los modelos del participante, los cuales también presentaban los mismos problemas. Estos equipos fueron descalificados ya que incumplían las restricciones tanto en los modelos generados por el comité como en los de ellos mismos. (por ejemplo, ver Fig. 52)

En la categoria 4 entraron los equipos que infringían las restricciones con el modelo generado por el comité, pero al momento de analizar sus modelos sí las cumplían. Esto se debía a diferentes motivos. Uno de ellos, por ejemplo, se observa en la Fig. 53 donde el depósito T2_PL se vacía en el modelo generado por el comité en algunos instantes, pero en el modelo del participante no. En este caso especial, se debía a que habían

implementado el control de niveles de los depósitos modificando los valores de nivel mínimo y máximo en el elemento depósito en EPANET. Al implementar estos valores, no declararon ningún control simple en su plantilla de solución, por lo cual los resultados diferían.

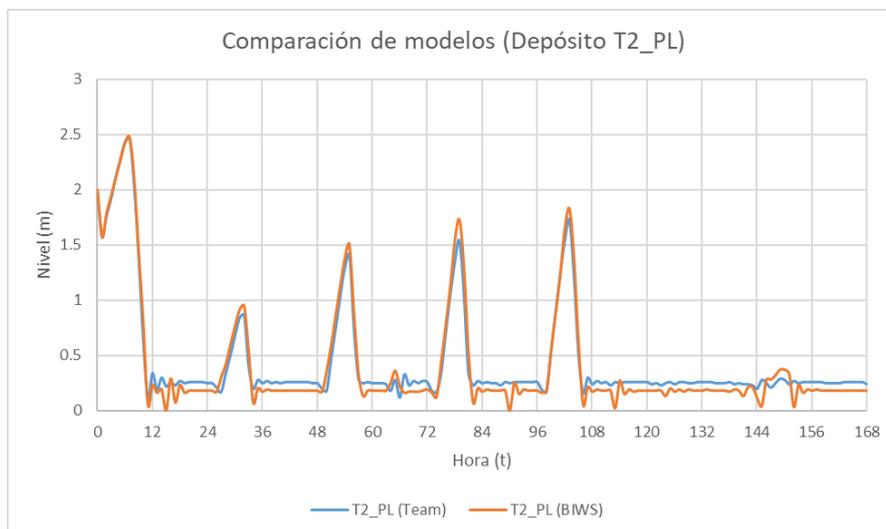


Fig. 53 Depósito T2_PL vaciándose solo en modelo del Comité

Tabla 19 Cumplimiento de restricciones por equipo

Equipo #	Q MFR	NIVEL DEPÓSITO	CAUDAL BOMBEO	CONDICIÓN
1	NO CUMPLE	NO CUMPLE	OK	DESCALIFICADO
2	NO CUMPLE	NO CUMPLE	OK	DESCALIFICADO
3	OK	OK	OK	CLASIFICADO
4	OK	OK	OK	CLASIFICADO
5	OK	OK	OK	CLASIFICADO
6	NO CUMPLE	NO CUMPLE	OK	DESCALIFICADO
7	OK	OK	OK	CLASIFICADO
8	NO CUMPLE	OK	OK	DESCALIFICADO
9	NO CUMPLE	NO CUMPLE	OK	DESCALIFICADO
10	OK	NO CUMPLE	OK	DESCALIFICADO
11	OK	OK	OK	CLASIFICADO
12	NO CUMPLE	OK	OK	DESCALIFICADO
13	NO CUMPLE	OK	OK	DESCALIFICADO
14	OK	NO CUMPLE	OK	DESCALIFICADO
15	OK	OK	OK	CLASIFICADO
16	NO CUMPLE	NO CUMPLE	OK	DESCALIFICADO

Finalmente, luego de hacer un análisis detallado para encontrar el origen de las infracciones. Se obtuvo la relación de los seis participantes clasificados. En la *Tabla 19*, se detallan las infracciones cometidas por los equipos.

5.4 Análisis de los indicadores

Seguidamente de determinar a los equipos que cumplían las restricciones, se procedió a realizar el cálculo de los indicadores de suministro de cada solución, tomando en consideración todos los escenarios desde el año inicial hasta el año 5.

En la *Tabla 20* se muestran los valores de los indicadores de la red base en la que los participantes deberían intervenir y dar sus propuestas de solución. Estos valores reflejan valores deficientes en el suministro de agua, con un alto valor de pérdidas de agua en fugas, presiones deficientes que no satisfacen la demanda de los usuarios y un evidente régimen intermitente. El indicador 9, tiene un valor de -0.49 y muestra una gran desigualdad en la repartición del caudal entre los usuarios.

Tabla 20 Indicadores de suministro de la red base

INDICADORES DE SUMINISTRO DE LA RED BASE								
I1	I2	I3	I4	I5	I6	I7	I8	I9
0.19	0.15	0.57	0.17	0.18	0.08	147,120.4	852.3	-0.49

Tabla 21 Resultado de Indicadores calculados por el Comité. Verde: valor máximo. Rojo: valor mínimo

Equipo #	Restricciones	INDICADORES DE SUMINISTRO								
		I1	I2	I3	I4	I5	I6	I7	I8	I9
4	Cumple	0.87	0.75	0.30	0.80	0.76	0.55	66,062	70,958	0.69
5	Cumple	0.90	0.75	0.34	0.77	0.68	0.34	64,951	40,683	0.69
11	Cumple	0.84	0.51	0.33	0.67	0.77	0.32	160,982	52,415	0.60
7	Cumple	0.85	0.43	0.35	0.73	0.68	0.15	188,166	98,946	0.68
15	Cumple	0.73	0.13	0.44	0.53	0.33	0.11	285,714	50,478	0.56
3	Cumple	0.59	0.19	0.49	0.49	0.37	0.10	236,576	58,965	0.17
8	No Cumple	0.94	0.75	0.35	0.82	0.86	0.47	107,471	117,350	0.80
14	No Cumple	0.89	0.66	0.32	0.78	0.78	0.42	124,285	92,420	0.72
2	No Cumple	0.80	0.41	0.27	0.69	0.62	0.21	176,905	41,690	0.59
10	No Cumple	0.84	0.38	0.34	0.77	0.69	0.22	159,017	81,498	0.67
1	No Cumple	0.88	0.49	0.46	0.71	0.80	0.20	194,701	85,983	0.68
9	No Cumple	0.76	0.21	0.36	0.56	0.82	0.16	223,384	19,962	0.63
13	No Cumple	0.84	0.40	0.52	0.68	0.75	0.17	194,275	104,343	0.68
6	No Cumple	0.67	0.21	0.42	0.52	0.62	0.14	217,982	43,330	0.55
12	No Cumple	0.68	0.40	0.40	0.50	0.44	0.20	191,827	69,220	0.26
16	No Cumple	0.48	0.26	0.52	0.41	0.39	0.12	213,348	33,785	0.05

Los resultados de los indicadores de todos los equipos participantes se resumen en la *Tabla 21*, en la primera columna están los equipos participantes; en la segunda columna se menciona si el equipo cumplió o no las restricciones de la batalla. Finalmente, en la tercera columna se detallan los valores de cada uno de los nueve indicadores indicando en color verde el valor máximo y en rojo el valor mínimo obtenido.

A continuación, se hace un análisis de los valores de cada indicador de suministro obtenidos por los 16 equipos participantes. En cuanto al Indicador 1, el valor máximo alcanzado fue de 0.94, lo que quiere decir que el 94% del tiempo los usuarios tenían servicio de agua, aunque no necesariamente con la presión requerida para cumplir con su demanda deseada. Por otro lado, el valor mínimo fue 0.48. Esto nos indica que un 42% del tiempo la red no tuvo servicio de agua. En promedio, los equipos lograron que un 78% del tiempo los usuarios tengan servicio de agua. Con respecto a la red base, podemos decir que todos los equipos pudieron mejorar este indicador.

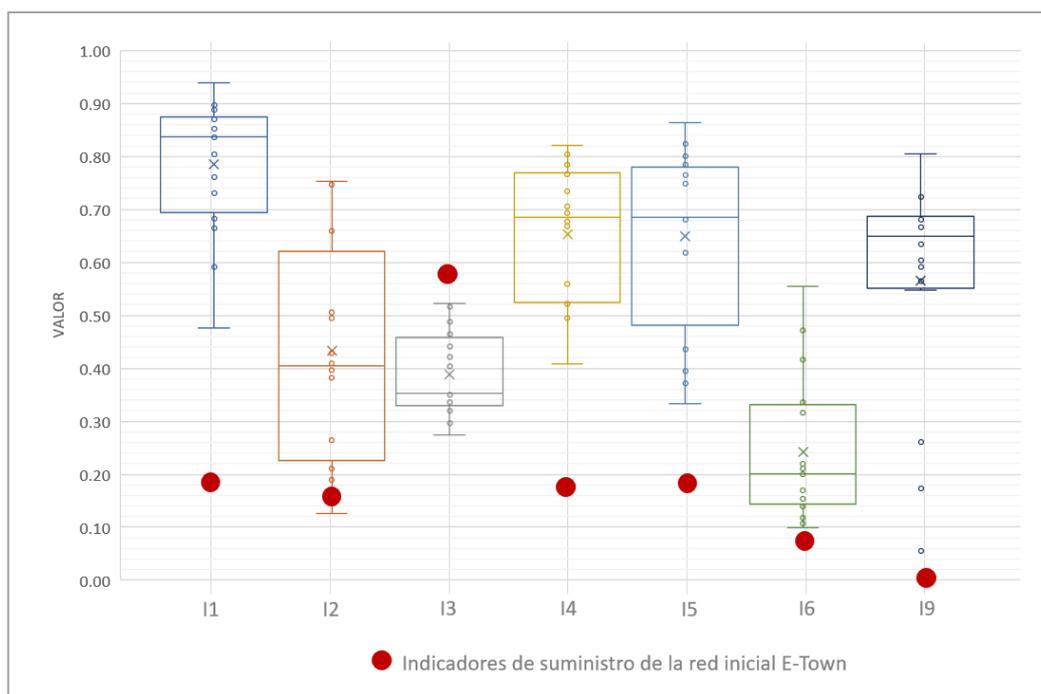


Fig. 54 Indicadores 1,2,3,4,5,6 y 9 de todos los equipos comparados con el estado inicial de la red base de E-Town.

El valor del Indicador 2 presentó una gran dispersión entre los equipos (ver Fig. 54). con un valor de 0.75 y un valor mínimo de 0.13. El valor máximo de 0.75 refleja que el 75% de los usuarios de la red tuvieron suministro continuo. Por el contrario, un valor de 0.13 muestra que solo un 13% de los usuarios tuvieron suministro continuo y un 87% estuvo en condiciones de suministro intermitente. Este indicador nos dice que cierto porcentaje tuvo suministro continuo, pero que no necesariamente la demanda total fue satisfecha. Respecto a la red base, solo un equipo no pudo mejorar este indicador y por el contrario tuvo un resultado más desfavorable. Para que esta condición sea posible en gran parte de la red se debió tener presiones negativas y durante muchos periodos de

tiempo. Si bien, los demás equipos pudieron mejorarlo solo pocos lo hicieron en gran medida.

El Indicador 3 nos refleja el rendimiento de la red, es decir que porcentaje del agua inyectada a la red es agua fugada. El mejor valor alcanzado fue del 0.27 y el valor más desfavorable fue de 0.52 que quiere decir que el 52% del agua inyectada fue un volumen desperdiciado en fugas. En promedio los equipos lograron un valor de 0.39. En general los equipos pudieron mejorar las pérdidas de agua en comparación con la red base.

Respecto al Indicador 4, se alcanzó un valor máximo de 0.82. Es decir que en promedio fue suministrado el 82% del agua demandada total. El valor mínimo fue de 0.41, por lo cual solo el 41% del agua demandada pudo ser servida. Todas las soluciones propuestas pudieron mejorar ampliamente el valor de este indicador con respecto a la red base donde solo el 17% del agua demanda fue atendida.

El Indicador 5, nos refleja las presiones en los nudos con respecto a la presión de referencia que en este caso es de 20 mca dispuesto las autoridades locales de E-Town. Los resultados muestran un valor máximo de 0.82 o que en promedio la red tuvo una presión de 16.4 mca. El valor mínimo de 0.33, indica que la red estuvo trabajando con una presión de 6.6 mca en promedio. Todos los equipos pudieron superar el valor inicial de la red base de 0.18 o 3.6 mca. Hay que tener en cuenta que un valor menor de 0.5 o presiones menores a 10 mca indican que la demanda no fue satisfecha al 100% y afecta directamente a otros indicadores como el 2, 4, 6 y 9.

A diferencia del Indicador 2, el Indicador 6 refleja el porcentaje de los usuarios con suministro continuo pero que tuvieron presiones mayores a la presión final de 10 mca, por lo cual la demanda total del nodo fue satisfecha. En este indicador, el valor máximo obtenido fue de 0.55 o que se pudo satisfacer la demanda total al 55% de los usuarios con un suministro continuo. El valor mínimo fue de 0.10, es decir que solo el 10% de los usuarios tuvieron suministro continuo con su demanda satisfecha. Respecto a la red base, todos los equipos mejoraron este indicador. Sin embargo, solo el equipo 4 lo hizo en gran medida haciendo que más de la mitad de los usuarios tengan suministro continuo.

El Indicador 7, indica la longitud total de tuberías sometidas a presiones negativas durante todo el periodo de simulación. El mejor valor obtenido fue de 64,951 metros mientras que el valor más desfavorable fue de 285,714 metros. Hay que tener en cuenta que la longitud total de tuberías de la red es de 338,661 metros.

La energía consumida por las bombas fue medida por el Indicador 8. Esto dependía del modo de funcionamiento que los participantes propusieron para dar solución a la red. Algunos equipos optaron por usar todos los equipos de bombeo y otros solo el año inicial y luego prescindieron de las bombas. Hubo equipos que implementaron variadores de velocidad para generar un ahorro de energía y otros trabajaron con bombas de velocidad fija. La energía también dependía del punto de operación de las bombas. Si estaba alejado del punto óptimo de la curva de rendimiento, la energía consumida era mayor. Los valores de energía consumidos fueron desde un valor mínimo de 19,962 kWh hasta 117,350 kWh. Lógicamente, se buscaba el menor uso de energía.

Finalmente, el Indicador 9 refleja cuan equitativo fue el suministro de agua a los usuarios. Un valor de 1 nos diría que el suministro fue totalmente equitativo entre todos los usuarios. De los resultados obtenidos por los participantes, el máximo valor alcanzado fue de 0.80 lo que indica un buen nivel de equidad y el valor mínimo de 0.05. Este valor mínimo indica prácticamente una equidad nula. Hay que tener en cuenta que la orografía de la red juega un papel importante en la repartición, ya que los usuarios más cercanos a la fuentes tendrán mejores presiones y por lo tanto podrán recibir el caudal que satisface su demanda. Sin embargo, los usuarios que se encuentran en zonas más alejadas y elevadas debido a las pérdidas de carga y a la elevación tendrán presiones más bajas por lo cual recibirán menor caudal o incluso caudal cero. Todos los equipos pudieron superar el valor de la red inicial que tenía una equidad totalmente nula. Tres equipos tuvieron una baja valoración en este indicador a diferencia de los demás equipos con valores de 0.05, 0.17 y 0.26. Para llegar a estas condiciones, es que las presiones en la red no estuvieron bien equilibradas y con valores por debajo de 10 mca. Estos tres equipos también presentaron valores bajos de los indicadores 2, 5 y 6

5.5 Ranking final

Para poder realizar una ponderación general de cada solución los resultados de los indicadores obtenidos de cada equipo participante fueron normalizados de acuerdo con el procedimiento detallado en la ecuación (38) del apartado 4.7. Los valores de los indicadores normalizados de cada equipo se muestran en la *Tabla 22*. Los equipos están ordenados de mayor a menor valor del puntaje final y divididos en dos grupos: los que cumplieron las restricciones y los que no. La puntuación máxima alcanzada fue del equipo 4 con un valor de 7.86 y la mínima del equipo 16 con un valor de 1.56.

Tabla 22 Indicadores normalizados y puntuación final(A)

Equipo #	Restricciones	INDICADORES DE SUMINISTRO									PUNTUACIÓN FINAL
		I1	I2	I3	I4	I5	I6	I7	I8	I9	A
4	Cumple	0.85	1.00	0.91	0.96	0.81	1.00	0.99	0.48	0.85	7.86
5	Cumple	0.91	1.00	0.75	0.88	0.65	0.52	1.00	0.79	0.84	7.35
11	Cumple	0.79	0.61	0.79	0.63	0.81	0.48	0.57	0.67	0.73	6.07
7	Cumple	0.81	0.48	0.69	0.79	0.65	0.12	0.44	0.19	0.84	5.02
15	Cumple	0.55	0.00	0.33	0.29	0.00	0.01	0.00	0.69	0.68	2.55
3	Cumple	0.25	0.10	0.14	0.21	0.07	0.00	0.22	0.60	0.16	1.75
8	No Cumple	1.00	0.99	0.69	1.00	1.00	0.82	0.81	0.00	1.00	7.31
14	No Cumple	0.89	0.85	0.81	0.91	0.85	0.70	0.73	0.26	0.89	6.90
2	No Cumple	0.71	0.45	1.00	0.69	0.54	0.24	0.49	0.78	0.71	5.62
10	No Cumple	0.78	0.41	0.72	0.87	0.67	0.27	0.57	0.37	0.82	5.48
1	No Cumple	0.86	0.59	0.23	0.72	0.88	0.22	0.41	0.32	0.83	5.08
9	No Cumple	0.62	0.14	0.67	0.37	0.93	0.13	0.28	1.00	0.77	4.90
13	No Cumple	0.78	0.43	0.02	0.65	0.78	0.16	0.41	0.13	0.83	4.21
6	No Cumple	0.41	0.14	0.40	0.28	0.55	0.09	0.31	0.76	0.66	3.59
12	No Cumple	0.45	0.44	0.48	0.22	0.19	0.22	0.43	0.49	0.27	3.20
16	No Cumple	0.00	0.22	0.00	0.00	0.11	0.04	0.33	0.86	0.00	1.56

Como podemos observar en la *Tabla 22*, hubo equipos como el 8 y el 14 que no pudieron cumplir las restricciones del problema. Es decir, se les llenaron o vaciaron los depósitos y/o excedieron los caudales máximos de extracción permitidos de las fuentes. No obstante, estos equipos alcanzaron buenos resultados en los indicadores de la red.

Por otro lado, hubo equipos como el 3 y el 15 que si cumplieron las restricciones del problema pero que no tuvieron una buena valoración de los indicadores. Además, como se muestra en la *Fig. 55*, estos equipos usaron casi el total del presupuesto y, sin embargo, no tuvieron mucha efectividad en el resultado final. Esto pone de manifiesto que una fuerte inversión no necesariamente refleja una mejora en la red sino se realiza adecuadamente y va unida a una buena estrategia de operación.

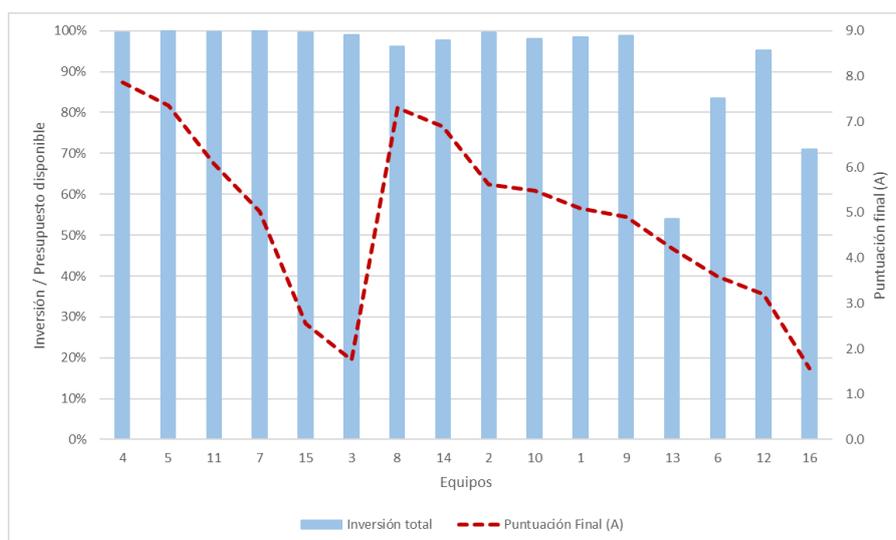


Fig. 55 Inversión y Puntuación Final por equipos

Es importante mencionar que los equipos tuvieron un gran desafío con una red de agua compleja y con serios problemas operacionales. La mayoría de los equipos participantes inició abordando el problema con un análisis inicial, identificando las zonas vulnerables o críticas y establecieron distritos hidrométricos para sectorizar la red. Posteriormente, algunos equipos aplicaron estrategias para la reducción del espacio de búsqueda y variables de decisión como la esqueletización o el criterio de ingeniería, otros identificando líneas o tuberías principales a la cual le dieron mayor importancia en el proceso de optimización y mejora. Finalmente, para determinar las intervenciones óptimas se usaron diferentes métodos heurísticos multiobjetivo mediante algoritmos genéticos, Particle Swam, entre otros.

En la *Fig. 56*, se muestran de manera gráfica los resultados de los indicadores normalizados de los 16 equipos. Marcados con “check” color verde aquellos equipos finalistas que cumplieron las restricciones y con una “cruz” color rojo los que no cumplieron las restricciones. Se observa que de los equipos finalistas solo los equipos 4 y 5 tuvieron una buena valoración en la mayoría de sus indicadores. Por otro lado, los equipos 3 y 15 tuvieron una valoración baja casi en todos sus indicadores.

Los equipos 7 y 11 tuvieron una valoración alta en el indicador 5. Sin embargo, los indicadores 2, 4 y 6 no fueron tan buenos. Esto quiere decir que en promedio se tuvo una buena presión en la red, pero no fue de forma equilibrada entre los usuarios y por lo tanto no se pudo satisfacer la demanda. Esto también se puede notar en el indicador 7 que refleja la longitud de tuberías con presión negativa.

De los equipos no clasificados o que no cumplieron las restricciones, los equipos 12 y 16 tuvieron una valoración muy baja respecto a los demás equipos. El equipo 16 tuvo buena valoración en el indicador 8. Esto se debe a que hicieron poco uso de sus equipos de bombeo.

A pesar de estar descalificados, los equipos 8 y 14 tuvieron buena valoración respecto a los demás equipos. El indicador 8 fue bajo y se debe a que hicieron uso de los equipos de bombeo de forma intensiva.

Los equipos 1, 9 y 13 obtuvieron valores muy buenos en algunos indicadores y muy bajos en otros. Quizás se deba a que pusieron mucho énfasis en optimizar uno de ellos y no analizaron la red de forma global.

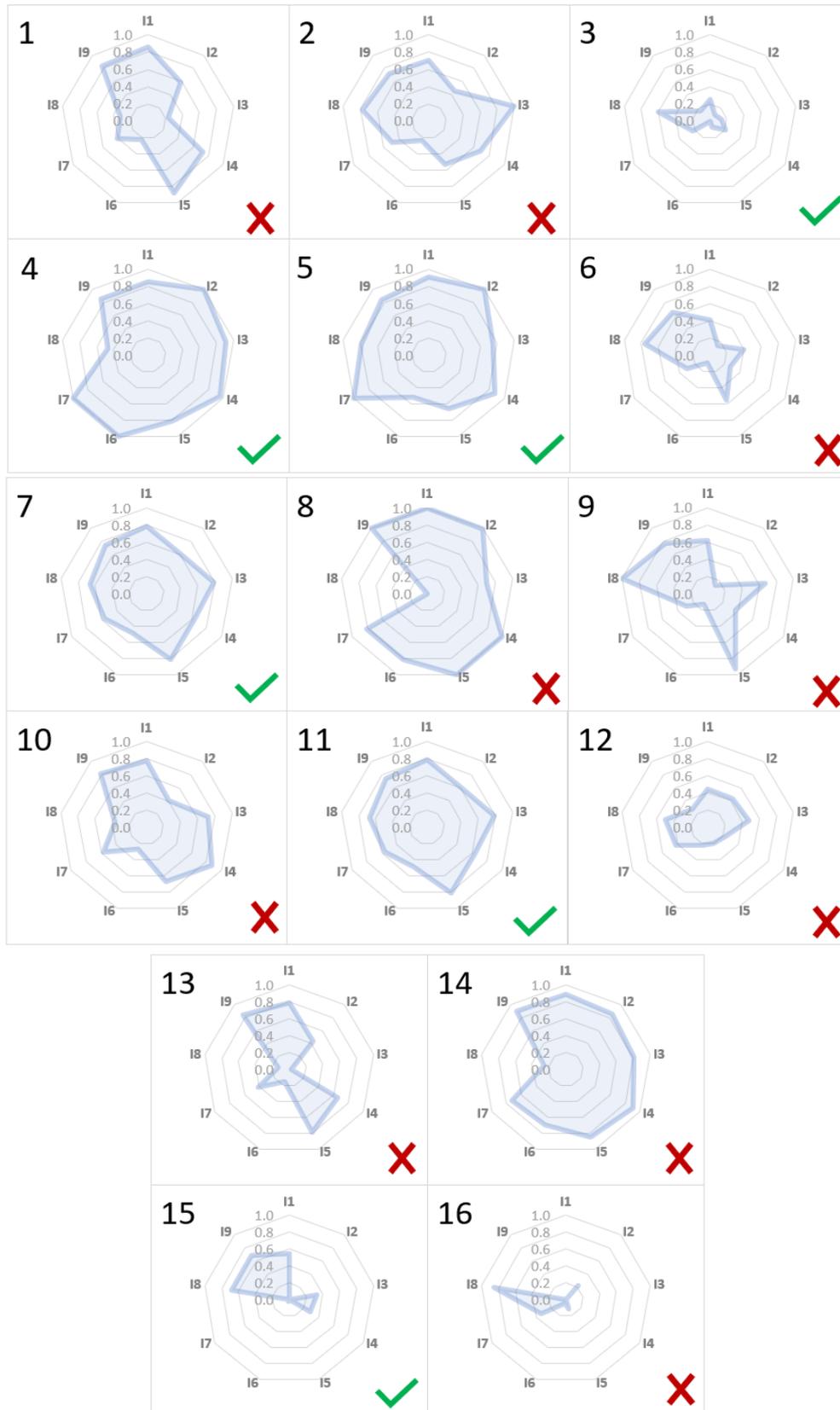


Fig. 56 Indicadores normalizados por equipos.
Verde: Cumple restricciones; Rojo: No cumple restricciones

6. Conclusiones

6.1 Conclusiones Alcanzadas

En la Battle of Intermittent Water Supply se presentaron 16 equipos de diferentes partes de mundo con soluciones novedosas para abordar un gran desafío de una red de distribución con diversos problemas operativos y con suministro intermitente.

La metodología desarrollada permitió evaluar con éxito correctamente cada una de las 16 soluciones presentadas en la BIWS. Esta metodología se apoyó en el desarrollo de 5 herramientas informáticas programadas en VB.NET utilizando las funciones de la Toolkit de EPANET v2.2. Estas herramientas permitieron reducir tiempos de cálculo y automatizar procesos de verificación y evaluación.

Se desarrolló con éxito una herramienta informática para la implementación del modelo de fugas propuesto por la BIWS de manera automática. El modelo de fugas propuesto por el Comité evita la inyección de agua al sistema cuando el emisor tiene presión negativa.

En una red compleja como E-Town, muchos elementos desconectados producto de la operación de la red pueden generar inestabilidades de cálculo con valores extremos de caudal, presiones y demandas. Por esta razón, se tuvo que implementar un algoritmo de conectividad para controlar estos elementos desconectados y evitar falsos resultados en el cálculo de los indicadores de suministro.

A pesar de las instrucciones, algunos equipos decidieron implementar otros modelos de fugas por diversas razones. Solo 7 equipos implementaron el modelo de fugas propuesto por el Comité. Si bien, los modelos de los participantes no serían parte de la evaluación estos sirvieron para validar y analizar el origen de posibles errores o infracción de las restricciones del problema. Por lo tanto, un modelo de fugas diferentes generaba algunas diferencias en el comportamiento de la red.

Fue importante el uso de los ficheros INP de los participantes. Inicialmente 14 fueron los equipos que no cumplieron las restricciones del problema y se procedió a realizar un análisis de las posibles causas de las infracciones. Esto se logró comparando los modelos hidráulicos o ficheros INPs de los participantes con los generados por el Comité.

De los 16 participantes, 6 fueron finalistas y 10 equipos fueron descalificados por no cumplir con las restricciones del problema. Es decir, estos equipos excedieron el caudal máximo de extracción de las fuentes y/o los niveles de seguridad de los depósitos.

Hubo equipos que no pudieron cumplir las restricciones del problema. Es decir, se les llenaron o vaciaron los depósitos y/o excedieron los caudales máximos de extracción permitidos de las fuentes. No obstante, alcanzaron buenos resultados en los indicadores de la red. Por otro lado, hubo equipos que cumplieron las restricciones del problema, pero no tuvieron una buena valoración de los indicadores.

La mayoría de los equipos intentaron optimizar lo mejor posible el presupuesto disponible y así obtener mejoras en la red. Utilizaron la mayoría de sus recursos en la detección y reparación de fugas, así como en el reemplazo de tuberías. Este último permitía eliminar las fugas y mejorar la capacidad hidráulica. Sin embargo, algunos equipos que usaron casi el total del presupuesto no tuvieron buenos resultados en las mejoras de la red. Esto evidencia que una inversión debe ir acompañada de una buena estrategia de operación.

Se pudo demostrar que una red compleja como E-Town, con problemas de presión, grandes pérdidas de agua y con suministro intermitente puede ser mejorada utilizando técnicas de ingeniería. De todas las soluciones presentadas se puede concluir que la mayoría de los equipos iniciaron con un análisis de la red base e identificando las zonas vulnerables o críticas. Fue también un factor común la sectorización de la red basado en diversos criterios de ingeniería. Además, se aplicaron estrategias para la reducción del espacio de búsqueda y variables de decisión como la esqueletización de la red. También, se identificaron líneas o tuberías principales a la cual le dieron mayor importancia en la optimización o mejoras. Para determinar las intervenciones óptimas que generan un mejor resultado en los indicadores se usaron diferentes métodos heurísticos multiobjetivo mediante algoritmos genéticos, Particle Swam, entre otros.

6.2 Desarrollos Futuros

- Mejorar el algoritmo de cálculo de EPANET bajo el enfoque PDA para evitar los problemas de inestabilidad de cálculo que genera en los emisores cuando los sectores quedan aislados.
- Modificar la representación de emisores en EPANET de forma que no pueda inyectar caudal a la red cuando la presión sea negativa.
- Explotar otras formas alternativa de representación del funcionamiento intermitente de una red de distribución de agua.
- Mejorar el modelo de representación de consumos para permitir modelar de forma más realista los depósitos domiciliarios y con un tiempo de cálculo razonable.
- Modificar las funciones de la Toolkit de EPANET para evitar diferencias entre los resultados tomados de la Toolkit y los extraídos de EPANET.
- Algunas acciones como ingresar el patrón de velocidades de las bombas o configuraciones de válvulas existentes o por ejemplo cambiar el tipo de válvula de VRP a VSP o establecer controles simples con CLOSE u OPEN no pudieron ser implementadas mediante la Toolkit y VB.NET y tuvieron que ser realizadas modificando el archivo INP. Se propone revisar las funciones de la Toolkit de EPANET para poder realizar estas acciones con mayor facilidad y de manera automática.

6.3 Indicis de Calidad

El presente trabajo tiene dos indicis de calidad:

- Los resultados de este TFM fueron utilizados en la evaluación de la BIWS que se celebró en la ciudad de Valencia con motivo de la 2nd Joint Conference on Water Distribution System Analysis and Computing and Control in the Water Industry.
- El Journal of Water Resources Planning and Management ha autorizado la publicación de una Special Collection con el título "Battle of Intermittent Water Supply". En dicha Special Collection el autor de este trabajo va a presentar un paper junto a los profesores Iglesias-Rey, Martinez-Solano, Martinez-Alzamora y Avi Ostfeld. Sin duda el contenido de este paper reflejará el trabajo descrito en este TFM.

7. Bibliografía

- [1] L. Rossman, «USEPA. "Epanet v2.2"». <https://www.epa.gov/research> (accedido sep. 03, 2022).
- [2] WHO/UNICEF joint Monitoring Programme for water supply sanitation and hygiene, «Five years into the SDGs progress on household drinking water, sanitation and hygiene».
- [3] A. Bivins *et al.*, «Estimating infection risks and the global burden of diarrheal disease attributable to intermittent water supply using QMRA», 2017.
- [4] O. Abdelazeem y D. D. J. Meyer, «Modelling consumers in intermittent water supplies: a comparative review of Epanet-base methods», pp. 18-22, 2022, doi: 10.4995/WDSA-CCWI2022.2022.14740.
- [5] K. Simukonda, R. Farmani, y D. Butler, «Intermittent water supply systems: causal factors, problems and solution options», *Urban Water J*, vol. 15, n.º 5, pp. 488-500, may 2018, doi: 10.1080/1573062X.2018.1483522.
- [6] Organización Mundial de la Salud, «OMS. Objetivos de desarrollo sostenible.» <https://www.un.org/sustainabledevelopment/es/objetivos-de-desarrollo-sostenible/> (accedido sep. 03, 2022).
- [7] T. M. Walski *et al.*, «Battle of the network models: Epilogue», *Water Resources Planning Management*, vol. 113, pp. 191-203, 1987.
- [8] A. Ostfeld *et al.*, «The Battle of the Water Sensor Networks (BWSN): A Design Challenge for Engineers and Algorithms», *J Water Resour Plan Manag*, vol. 134, n.º 6, pp. 556-568, 2007, doi: 10.1061/ASCE0733-94962008134:6556.

- [9] A. Ostfeld *et al.*, «Battle of the Water Calibration Networks», *J Water Resour Plan Manag*, vol. 138, n.º 5, pp. 523-532, sep. 2012, doi: 10.1061/(asce)wr.1943-5452.0000191.
- [10] A. Marchi *et al.*, «Battle of the Water Networks II», *J Water Resour Plan Manag*, vol. 140, n.º 7, p. 04014009, jul. 2014, doi: 10.1061/(asce)wr.1943-5452.0000378.
- [11] O. Giustolisi, L. Berardi, D. Laucelli, D. Savic, y Z. Kapelan, «Operational and Tactical Management of Water and Energy Resources in Pressurized Systems: Competition at WDSA 2014», *J Water Resour Plan Manag*, vol. 142, n.º 5, may 2016, doi: 10.1061/(asce)wr.1943-5452.0000583.
- [12] J. Saldarriaga *et al.*, «Battle of the Water Networks District Metered Areas», *J Water Resour Plan Manag*, vol. 145, n.º 4, abr. 2019, doi: 10.1061/(asce)wr.1943-5452.0001035.
- [13] R. Taormina *et al.*, «Battle of the Attack Detection Algorithms: Disclosing Cyber Attacks on Water Distribution Networks», *J Water Resour Plan Manag*, vol. 144, n.º 8, pp. 04018048-1, ago. 2018, doi: 10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000969.
- [14] N. Totsuka, N. Trifunovic, y K. Vairavamoorthy, «Intermittent urban water supply under water starving situations.», en *30th WEDC International Conference*, 2004, pp. 505-512.
- [15] S. Tsegaye, J. Eckart, y K. Vairavamoorthy, «Urban water management in cities of the future: emerging areas in developing countries», en *On the water front*, 2011, pp. 42-48.
- [16] A. E. Ilaya Ayza, «Propuesta para la transición de un sistema con suministro de agua intermitente a suministro continuo», Universitat Politècnica de València, Valencia (Spain), 2016. doi: 10.4995/Thesis/10251/67931.
- [17] B. M. Janet Wagner, U. Shamir, y D. H. Marks, «Water distribution reliability: simulation methods», *J. Water Resour. Ping, and Mgmt., ASCE.*, vol. 114, n.º 3, pp. 276-294, 1988.

- [18] J. A. Cabrera-Béjar y V. Tzatchkov Gueorguiev, «Modelación de redes de distribución de agua con suministro intermitente», *Tecnología y Ciencias del Agua*, vol. III, n.º 2, pp. 5-25, 2012.
- [19] Lewis A. Rossman y Michelle A. Simon, «USEPA. “SWMM v5.2”». <https://www.epa.gov/water-research/storm-water-management-model-swmm> (accedido sep. 03, 2022).
- [20] A. Campisano, A. Gullotta, y C. Modica, «Using EPA-SWMM to simulate intermittent water distribution systems», *Urban Water J*, vol. 15, n.º 10, pp. 925-933, nov. 2018, doi: 10.1080/1573062X.2019.1597379.
- [21] X. V. Delgado Galván, «Aplicación del método de jerarquías analíticas (AHP) a la gestión de pérdidas de agua en redes de abastecimiento», Universitat Politècnica de València, Valencia (Spain), 2011. doi: 10.4995/Thesis/10251/11238.
- [22] J. E. van Zyl y C. R. I. Clayton, «The effect of pressure on leakage in water distribution systems», en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Water Management*, jun. 2007, vol. 160, n.º 2, pp. 109-114. doi: 10.1680/wama.2007.160.2.109.
- [23] G. Germanopoulos, «A technical note on the inclusion of pressure dependent demand and leakage terms in water supply network models», *Civil Engineering Systems*, vol. 2, n.º 3, pp. 171-179, 1985, doi: 10.1080/02630258508970401.
- [24] O. Piller y J. E. van Zyl, «Incorporating the FAVAD leakage equation into water distribution system analysis», en *Procedia Engineering*, 2014, vol. 89, pp. 613-617. doi: 10.1016/j.proeng.2014.11.485.
- [25] A. Vela, F. Martínez, J. García-Serra, y R. Pérez, «Estrategias óptimas para la reducción de pérdidas de agua en sistemas de abastecimiento», 1994.
- [26] I. Sarbu y I. Borza, «Energetic optimization of water pumping in distribution systems», *Periodica Polytechnica, Mechanical Engineering*, vol. 42, n.º 2, pp. 141-152, 1998.

- [27] A. Marchi y A. R. Simpson, «Correction of the EPANET Inaccuracy in Computing the Efficiency of Variable Speed Pumps», *J Water Resour Plan Manag*, vol. 139, n.º 4, pp. 456-459, jul. 2013, doi: 10.1061/(asce)wr.1943-5452.0000273.
- [28] P. V. K. S. V. Gottipati y U. v. Nanduri, «Equity in water supply in intermittent water distribution networks», *Water and Environment Journal*, vol. 28, n.º 4, pp. 509-515, dic. 2014, doi: 10.1111/wej.12065.
- [29] J. Muranho, A. Ferreira, J. Sousa, A. Gomes, y A. Sá Marques, «Convergence issues in the EPANET solver», en *Procedia Engineering*, 2015, vol. 119, n.º 1, pp. 700-709. doi: 10.1016/j.proeng.2015.08.923.