

PASSADO E FUTURO DOS SISTEMAS PÚBLICOS DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA. O CASO PORTUGUÊS

José Alfeu Sá Marques

Doutor em Engenharia Civil (Hidráulica e Recursos Hídricos). Faculdade de Ciência e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Portugal – FCTUC. (jasm@dec.uc.pt)

Resumo

No texto que se segue pretende-se, de uma forma sucinta, abordar a problemática do abastecimento doméstico de água e particularizada, em alguns casos, para a situação Portuguesa. Começa-se por uma abordagem histórica, passado depois para um enquadramento da modelação matemática dos sistemas hidráulicos, colocando particular ênfase na formulação matemática dos sistemas quando orientados pela pressão (*pressure-driven*), no combate a fugas e nos indicadores de desempenho dos sistemas. São também referidas diferentes formulações para os modelos de qualidade. Referem-se brevemente os aspetos de importação, simplificação e calibração de modelos matemáticos, bem como aspetos do projeto e da gestão dos sistemas de distribuição, detalhando os problemas de gestão das perdas de água nestes sistemas. São brevemente referenciadas questões de fiabilidade, robustez e segurança de sistemas. Apresentam-se ainda, com algum detalhe, as questões relacionadas com a exploração e a avaliação técnica e de desempenho. Termina-se com algumas referências a aspetos de legislação e de regulamentação bem como de breves conclusões relacionadas com a "situação" dos sistemas de abastecimento de água em Portugal.

Palavras-chave: modelação hidráulica, modelos orientados pelos consumos, modelos orientados pela pressão, perdas de água, localização de fugas, avaliação de desempenho técnico, indicadores de desempenho.

Abstract

In this paper the problem of mathematical models of water supplying systems is focused and a particular attention is paid to the Portuguese situation. Starting with an historical approach and then developing in particular the solution of pressure driven systems, leakage control and technical performance evaluation and the corresponding indexes are presented. Brief references are also made to different formulations to water quality models. Aspects of importing, simplifying and calibration of mathematical models, as well as aspects of project and management of distribution systems are refereed, detailing the management problems of water losses in these systems. Issues of reliability, robustness and security of the systems are briefly referred. Aspects of exploration and technical evaluation and performance are also, in some detail, covered. Ends up with some references to aspects of law and regulation, as well as, brief conclusions concerning the "situation" of water supply systems in Portugal.

Keywords: hydraulic modeling, demand driven analysis, pressure-driven analysis, water losses, leakage location, performance assessment, performance index.

INTRODUÇÃO

Os sistemas de abastecimento e distribuição de água apresentam um historial imenso que se confunde com a sedentarização do homem.

Na realidade todas as antigas civilizações desenvolveram aquelas que são hoje apontadas como as primeiras soluções para um problema comum a toda a população: a necessidade diária e contínua de uma determinada quantidade de água por habitante e de qualidade adequada. Embora seja habitual referir a civilização romana como a

precursora e principal responsável pelo desenvolvimento destes equipamentos, a verdade é que existem registos anteriores de sistemas de transporte de água e este facto é constatado em todos os continentes. A antiga cidade de Knossos (2800-11000 AC), na Ilha de Creta, possuía já abastecimento a fontes públicas. Também no início do primeiro milénio AC, na antiga Pérsia, se implementou um sistema designado por *Qanat*, e que possibilitava o abastecimento de água. Baseado num conjunto de poços e canais interligados, este sistema permitia irrigar terrenos a partir de lençóis de

água subterrâneos. Contudo, os mestres do abastecimento de água no mundo antigo foram, indubitavelmente, os romanos, como se atesta pelo seu extenso legado, presente não só em documentos científicos como também em ruínas, espalhadas um pouco por toda a Europa, Ásia Menor e Norte de África. Não é possível ficar indiferente à qualidade e abundância dos seus sistemas, tecnologicamente muito evoluídos para a época, com expressão máxima na capital do Império, onde o abastecimento se verificou logo a partir do ano 312 AC. Captada a dezenas de quilómetros de distância e conduzida ao longo de uma complexa rede de aquedutos e condutas subterrâneas, a água canalizada desempenhava um papel importante no dia-a-dia da população, que dispunha já de fontanários, instalações sanitárias e banhos públicos (HANSEN, 1983). Relatos datados de 100 DC referem também a existência de instalações semelhantes na região da Anatólia, onde outrora prosperavam as cidades de Ephesus e Perge, sob domínio romano. No caso de Perge, foram inclusivamente descobertas as ruínas de um canal artificial que atravessava toda a cidade e que permitia aos seus habitantes o livre acesso a água doce (HANSEN, 2012).

Como em tantas outras áreas do conhecimento este, que se poderia já caracterizar como engenho e arte, na idade média e em particular na Europa, atravessou uma fase de profunda regressão.

Recomeça a ter uma particular atenção e evolução no século dezanove, na sequência da Revolução Industrial europeia e consequente explosão demográfica e tecnológica.

Com o surto de cólera por toda a Europa e em particular no Reino Unido, em meados do século XIX, é obtido um avanço significativo com o “MetropolisWaterAct 1852”, pois que até então o abastecimento de água significava apenas garantir a quantidade e passou a ser impositiva a garantia da qualidade.

O século vinte foi caracterizado por enormes investimentos na construção de sistemas de distribuição de água, SDA, estimulados pela generalizada expansão dos centros urbanos e pela natural evolução dos hábitos de consumo da população, bem como da sua condição socioeconómica. Na sociedade actual, caracterizada por padrões de qualidade de vida muito exigentes, a água tem um papel fundamental em áreas tão distintas como a saúde pública, a indústria e o comércio.

O século XX foi o que poderemos designar por uma “época de ouro” da engenharia civil e em

particular da Engenharia Hidráulica. O objectivo principal, particularmente nos países desenvolvidos, foi o de fornecer água em quantidade e qualidade e sempre com uma perspectiva de que quanto mais se consumisse melhor. Era mesmo entendido que, quanto mais elevadas fossem as capitações, mais elevado seria o nível de vida das populações.

No final do século XX e início do século XXI, com a cada vez maior consciência ambiental, com o surgimento do conceito de sustentabilidade e também devido à escassez/dificuldade de encontrar recursos, sejam eles de água com qualidade sejam económicos, inicia-se uma nova fase que corresponde à manutenção, conservação e gestão das infraestruturas, e à obrigatoriedade de informação ao público através da publicitação de indicadores de gestão, desempenho e de qualidade.

A evolução no estudo, projeto e gestão deste tipo de infraestruturas tem sido muito significativo, e para o qual muito tem contribuído a modelação matemática, e será apresentada de forma resumida nas páginas que se seguem.

A par da evolução do conhecimento científico/técnico também se tem verificado uma significativa evolução legislativa e normativa.

DESENVOLVIMENTO DE MODELOS MATEMÁTICOS

Tendo-se começado por modelos físicos, em sistemas mais complexos, em que as condutas eram substituídas por condutores elétricos e que em vez do escoamento da água circulava uma corrente elétrica, com o obvio inconveniente económico e conceptual de linearização das perda de carga, isto no que se refere à modelação hidráulica, até ao surgimento das primeiras equações das leis de resistência - fórmulas de Chézy (1775), Gauckler (1867) - Manning (1891) - Strickler (1929), Hazen-Williams (1902), Scimeni (1955), Colebrook e White (1937), Darcy e Weisbach (1865), Moody, L. F. (1944); para escoamentos permanentes e uniformes, passando depois para as distintas formulações das equações constitutivas dos escoamentos, equações da conservação da massa e energia, seja em regime permanente ou não, os desenvolvimentos nesta área têm sido muito significativos.

A modelação da qualidade da água nos sistemas de abastecimento de água tem seguido de perto o desenvolvimento da modelação hidráulica.

Modelação hidráulica

Do ponto de vista conceptual, a modelação hidráulica dos sistemas sob pressão pode ser

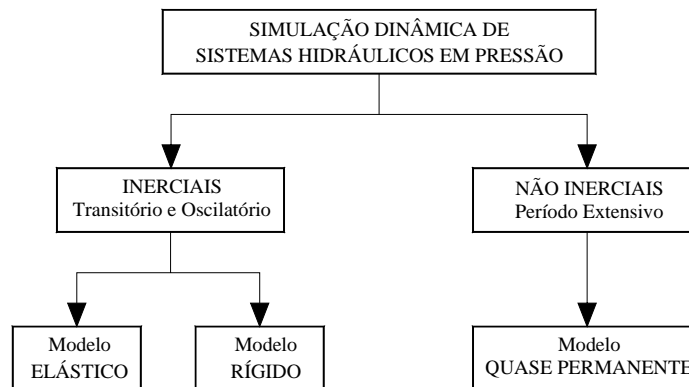
classificada de acordo com o modo como se processa a variação do caudal com o tempo no interior das condutas (na Figura 1 representa-se esquematicamente esta classificação). Os modelos dinâmicos podem ser classificados em dois grandes grupos: modelos inerciais e modelos não inerciais.

Os modelos inerciais, como o nome indica, têm em conta a inércia do movimento do fluido através dos elementos do sistema. Por sua vez, os modelos inerciais podem, ou não, ter em consideração os efeitos elásticos quer do fluido quer das componentes do sistema, dando origem, prospectivamente, a

modelos dinâmicos inerciais elásticos e a modelos dinâmicos inerciais rígidos.

Não cabendo no âmbito do presente texto uma análise desenvolvida do campo e limites de aplicação de cada um deles, podemos, no entanto, de uma forma muito simplificada dizer que se as modificações das condições de fronteira são efetuadas de um modo muito lento, de tal forma que não são envolvidas nem forças de inércia, nem forças elásticas, podem ser utilizados na análise dinâmica os modelos quase-permanentes sem que tal implique grande perda de rigor.

Figura1 - Modelos de simulação dinâmica de sistemas sob pressão.



Temporalmente, a evolução da modelação hidráulica, baseada em fórmulas matemáticas, pode dividir-se, de forma simplificada, em três períodos:

- 1) pré-computador;
- 2) computadores digitais;
- 3) métodos avançados.

O primeiro período é marcado pelo trabalho pioneiro de Hardy Cross na Universidade de Illinois. Cross (1936) desenvolveu um método iterativo para resolver os sistemas de equações não lineares que descrevem os sistemas hidráulicos em regime permanente.

O segundo período inicia-se em 1957 com a implementação do método de Hardy Cross em computador, dando assim início à análise de redes através de *software* comercial.

O terceiro ciclo, no qual ainda nos encontramos, caracteriza-se por apresentar um significativo avanço, a partir de 1963, com a introdução de novos métodos numéricos para o cálculo hidráulico de redes: método de Newton-Raphson (MARTIN e PETERS 1963; EPP e FOWLER 1970), método da teoria linear (WOOD e CHARLES 1972) e método do gradiente (TODINI e PILATI 1987) com a simulação em regime quase-permanente.

Desde o final da década de 1960 têm sido propostas soluções informáticas para o

dimensionamento e análise de sistemas de abastecimento de água. Inicialmente os programas funcionavam autonomamente, de acordo com o tipo de meios computacionais disponíveis na altura. Com o desenvolvimento tecnológico a nível dos computadores pessoais, com o aparecimento de interfaces com o utilizador mais “amigáveis” e com o desenvolvimento de Interfaces de Entrada-Saída mais poderosas, o foco passou a estar direccionado para a partilha de dados entre diferentes programas e mesmo entre os diferentes departamentos da mesma empresa, o que levou à procura da integração destas ferramentas nos sistemas de CAD (*Computer-Aided Design* – Projeto Assistido por Computador), nos SIG (Sistema de Informação Geográfica), Sistemas de gestão de clientes, Sistemas de telemedição/telegestão (ex.: SCADA), Sistemas de informação para apoio à manutenção, Sistemas de informação para apoio aos laboratórios (LIMS), e Sistemas de indicadores de desempenho (ex: sistema IWA).

Atualmente encontram-se disponíveis diversos programas de modelação do comportamento hidráulico dos sistemas de abastecimento de água, basicamente de modelação em regime quase permanente, nomeadamente, *Aware-P* do LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil) em

colaboração com outras instituições (www.aware-p.org), *EPANET* da U.S.E.P.A. (Agência para a Proteção Ambiental dos Estados Unidos da América, www.epa.gov), *InfoWater* da Innovyze (www.innovyze.com), *Mike Urban* da DHI Software (mikebydhi.com), *WaterGEMS* e *WaterCAD* da BentleySystems (www.bentley.com), *KYPipe* (www.kypipe.com), *WatSys* da CivilSystems Software (www.civilsystems.com), *Piccolo* da AlliedPower (www.alliedpower.com.hk), *H-NetCad* (SÁ MARQUES *et al.* 2000), entre outros. O *software* EPANET foi desenvolvido por Lewis Rossman em 1993 e encontra-se disponível de forma gratuita e com código fonte aberto, o que, em conjunto com as suas capacidades de modelação (hidráulica e da qualidade da água), tem levado a que muitas instituições e investigadores o tenham escolhido como ferramenta de trabalho. O EPANET, atualmente na sua versão 2.0, dispõe de uma comunidade de utilizadores à escala mundial, foi traduzido para diversos idiomas, incluindo o Português, tendo sido inclusive o seu módulo de cálculo adotado por algumas ferramentas comerciais (diretamente ou através da conversão do módulo de cálculo para outra linguagem de programação).

Encontram-se também já bastante desenvolvidas aplicações computacionais baseadas na modelação em regime variável, ainda que em muito menor numero.

Praticamente todos os modelos anteriormente referidos se desenvolveram tendo por base os conceitos de nó e de troço, sendo estes últimos os elementos que ligam os nós. Os consumos ao longo das condutas são transportados para os seus nós de extremidade, e definidos como uma solicitação. De uma forma generalizada, os consumos são considerados deterministicamente, isto é, independentes da pressão, ou seja qualquer solicitação de caudal, num qualquer ponto, é garantida independentemente da pressão que aí se verifica.

Ora, é por demais conhecido que, o caudal escoado é função da pressão disponível, pelo que se a pressão for inferior a um determinado valor, não será possível fornecer o caudal solicitado.

Deste modo as solicitações devem agregar consumos que podem ser independentes da pressão (baseados em volume) ou dependentes da pressão (o caudal fornecido aos consumidores depende da pressão existente).

Como as perdas de água devidas a fugas são função das pressões verificadas nos locais onde ocorrem, os consumos independentes da pressão,

nos modelos, devem incorporar consumos dependentes da pressão, com vista à obtenção de resultados mais realistas.

Os modelos de simulação hidráulica têm por objetivo “determinar” a carga nos nós e o caudal nos troços, supondo que as condições externas (níveis de reservatórios, estado das válvulas, funcionamento das bombas, ...) se mantêm constantes (simulação estática), e fazem-no através da resolução simultânea da equação da conservação da massa em cada nó de junção e da equação da energia em cada troço. Se os consumos são considerados constantes e conhecidos, independentemente das pressões verificadas na rede, o modelo é classificado como orientado pelos consumos (*demand-driven*), designando-se a abordagem como DDA (*demand-driven analysis*). Se o modelo de simulação considera que os consumos dependem da pressão disponível, então é classificado como orientado pela pressão (*pressure-driven*), sendo esta abordagem conhecida por PDA (*pressure-driven analysis*). As duas abordagens têm interesse para o planeamento, dimensionamento, diagnóstico e operação de SDA. A abordagem DDA é aconselhada quando o SDA opera com condições adequadas de pressão, enquanto a abordagem PDA é mais apropriada para cenários contemplando rotura de condutas, avaria de bombas, combate a incêndios, isolamento de troços para manutenção, onde é necessário ter em conta o impacto da variação de pressão sobre o caudal fornecido.

A construção de um modelo de SDA é uma tarefa árdua e morosa, donde seria de grande utilidade que o mesmo modelo suportasse as duas abordagens (DDA e PDA), de modo a obter o melhor de ambas. Por exemplo, no contexto de uma entidade gestora, a abordagem DDA pode ser usada numa primeira fase para avaliar a capacidade da rede, planejar expansões da rede baseadas na capacidade atual e, também, para dimensionar os componentes dessas expansões (neste cenário, os consumos e as perdas de água são considerados como tendo valores conhecidos), pode então aplicar-se uma DDA. Numa segunda fase, a abordagem PDA pode ser usada para avaliação da fiabilidade e da resiliência, análise de criticidade e avaliação de desempenho (neste cenário, os consumos e as perdas de água são considerados como dependentes da pressão).

Uma abordagem mais realista será então designada de híbrida, na qual cada categoria de consumo é classificada como sendo independente da pressão ou como dependente da pressão, em conformidade com o tipo de consumo e com o uso

pretendido para o modelo. Portanto, a abordagem híbrida, por um lado, permite que o “mesmo” modelo de SDA possa ser analisado segundo a abordagem DDA ou PDA (de acordo com a finalidade da análise); por outro lado, permite reunir no mesmo modelo consumos das categorias *demand-driven* e *pressure-driven*.

Segue-se uma breve revisão bibliográfica relacionada com abordagens PDA e sua implementação.

Breve revisão bibliográfica

A simulação orientada pelos consumos calcula as cargas nos nós e os caudais nas condutas considerando que os consumos são conhecidos e constantes num dado instante. A abordagem orientada pelos consumos tal como implementada no EPANET teve a sua origem no método do gradiente global de Todini e Pilati (1988) A simulação orientada pela pressão considera os consumos como sendo variáveis e dependentes da pressão disponível. Ao longo do tempo vários métodos foram propostos para estabelecer esta dependência. Estes métodos podem, de um modo geral, ser divididos em duas categorias: 1) métodos baseados na DDA; e 2) métodos baseados em expressões que relacionam o caudal com a pressão. Ozger e Mayer (2003), Todini (2003, 2006), Ang e Jowitt (2006) propõem métodos baseados em DDA, nos quais, iterativamente, são adicionados reservatórios artificiais aos nós com pressão deficitária. Estas abordagens, embora não introduzam parâmetros adicionais no modelo (os quais podem necessitar de calibração), implicam a alteração da topologia do SDA, o que, segundo Wu (2007), tem reflexos negativos sobre o tempo de computação e traz complicações à sua implementação em ferramentas de simulação. Todini (2006) refere que o seu “algoritmo para lidar com cenários com pressão deficiente é estritamente convergente para a solução”, o que é um trunfo importante a considerar em termos de implementação.

A segunda categoria de métodos recorre à utilização de uma expressão que relaciona o caudal com a pressão. Vários autores têm apresentado expressões para determinar o consumo possível com a pressão disponível (BHAVE 1981; GERMANOPOULOS 1985; WAGNER *et al.*, 1988; GUPTA E BHAVE 1996; Wu *et al.*, 2006; Tanyimboh e TEMPLEMAN 2010). Embora estes métodos introduzam novos parâmetros no modelo (que podem exigir calibração), são simples de calcular.

Gupta e Bhave (1996) desenvolveram um método iterativo para ajustar a carga e calcular o caudal fornecido nos nós, admitindo que a rede contém alguns nós com pressão deficitária, e usam o método de Hardy Cross ou de Newton-Raphson para prever o comportamento da rede. Este método iterativo aplica a abordagem DDA repetidas vezes. No mesmo trabalho os autores fazem uma comparação das expressões propostas por Bhave (1981), Germanopoulos (1985), e Wagner *et al.* (1988), e concluem que a expressão de Wagner *et al.* (1988) apresenta melhores resultados que as restantes.

Tabesh *et al.* (2002) apresentam uma metodologia para permitir simulações contemplando PDA. A metodologia é baseada no método de Newton-Raphson e incorpora, diretamente, a relação pressão-caudal na equação da continuidade.

Cheung *et al.* (2005) propuseram uma extensão do EPANET para PDA incorporando a relação pressão-caudal diretamente no modelo hidráulico, através da alteração do módulo de cálculo do EPANET. Os parâmetros necessários para implementar a PDA, nomeadamente as pressões limite, são passados no ficheiro que descreve o modelo (ficheiro .inp).

Hayuti *et al.* (2007) propuseram um método iterativo para a PDA (neste caso, o algoritmo tem em conta a carga no nó e não a pressão), na qual os consumos são ajustados de acordo com os resultados (consumos e pressões) da execução do EPANET e com o rácio de satisfação da solicitação. Este método iterativo usa a abordagem DDA repetidas vezes.

Rossmann (2007) propôs a inclusão de uma variável de estado nos dispositivos emissores de modo a adaptar o EPANET para a PDA. Os dispositivos emissores estão associados a nós que modelam o escoamento através de agulhetas ou orifícios com descarga direta para a atmosfera. Devido ao facto do EPANET não dispor de capacidade PDA, por vezes os emissores são usados para modelar consumos dependentes da pressão. Este uso adaptado, tal como alguns autores indicam (TODINI 2003, 2006; WU *et al.* 2006, 2009), tem contudo alguns problemas quando a pressão apresenta valores negativos, pois nesses casos os emissores produzem resultados errados.

Guidolin *et al.* (2010) desenvolveram um *software* (CWSNet), de código fonte aberto, que pretende ser uma alternativa ao EPANET 2.0. Este *software*, à semelhança do EPANET, usa o método do gradiente global (TODINI&PILATI 1988), e usa a abordagem DDA. Posteriores desenvolvimentos

tornaram possível a PDA através da utilização de dispositivos emissores (adaptados com a técnica sugerida por ROSSMAN, 2007).

Tanyimboh e Templeman (2010) desenvolveram um algoritmo baseado no método de Newton-Raphson para modelar o funcionamento de SDA tanto em condições “normais” de pressão, como em condições de pressão insuficiente. Os autores implementaram um protótipo do algoritmo em FORTRAN 90, o qual designaram por PRAAWDS (*Program for the Realistic Analysis of the Availability of Water in Distribution Systems*). Este algoritmo tem a particularidade de usar a função Logit (Weisberg, 1985) para expressar o rácio de satisfação do consumo solicitado tendo em conta a pressão. A função Logit é contínua e diferenciável, características apreciadas tendo em conta a convergência. Para acelerar a convergência, os autores usaram o esquema de procura unidirecional de soluções com retrocesso (*line search and backtracking* em cada iteração, de modo a garantir a convergência.

Liu *et al.* (2011) propuseram um método iterativo para incorporar a abordagem PDA no EPANET, no qual os consumos são alterados usando uma expressão que relaciona a pressão com o caudal. Na sua abordagem, os autores consideram diferentes componentes para o caudal que flui do nó, nomeadamente uma componente volumétrica, uma componente dependente da pressão e ainda perdas devido a fugas. Liu *et al.* (2011) realizaram um estudo comparativo envolvendo várias propostas de expressões para a PDA e concluíram que em certas aplicações a abordagem de Tanyimboh e Templeman (2010) requer mais tempo de computação (mais iterações) e apresenta problemas de convergência, mesmo para redes de pequena dimensão. Contudo, da análise deste trabalho não se conclui se usaram, ou não, o esquema de procura unidirecional de soluções com retrocesso, o qual é essencial para a abordagem proposta por Tanyimboh, e Templeman (2010), pelo que esta conclusão deve ser encarada com alguma precaução.

O EPANET usa o Algoritmo do Gradiente Global de Todini e Pilati (1988), o qual usa a DDA.

Todini (2003, 2006) propõe a extensão do algoritmo de modo a incorporar a relação pressão-caudal de Aoki (1998) diretamente no sistema de equações. Uma abordagem semelhante foi desenvolvida por Wu *et al.* (2006, 2009) e integrada no *software WaterGEMS v8* (Bentley 2006). Giustolisi *et al.* (2008) incorporaram a relação pressão-caudal de Wagner *et al.* (1988) na formulação de Todini (2003) e incluíram também as perdas de água ao nível das condutas.

Relação pressão-caudal

De um modo geral, as relações pressão-caudal que caracterizam a relação entre a pressão no nó i (P_i) e o caudal fornecido (q_i^{forn}) consideram que o consumo solicitado (q_i^{req}) é integralmente satisfeito quando a pressão é superior a um dado valor de referência (P_i^{ref}), não sendo satisfeito qualquer consumo quando a pressão desce abaixo de um dado valor mínimo (P_i^{min}). Para valores intermédios de pressão ocorre apenas uma satisfação parcial.

Existe na bibliografia uma vasta panóplia de funções cujo objetivo é representar o modo de fazer variar o caudal com a pressão disponível. Segue-se uma breve descrição de algumas dessas relações pressão-caudal consideradas em Wagner *et al.* (1988) – usada no modelo híbrido, Wu *et al.* (2006) e Tanyimboh & Templeman (2010). Uma vez que o modelo híbrido também considera perdas de água ao nível das condutas, é também apresentada a expressão de Germanopoulos (1985) com as adaptações de Giustolisi *et al.* (2008).

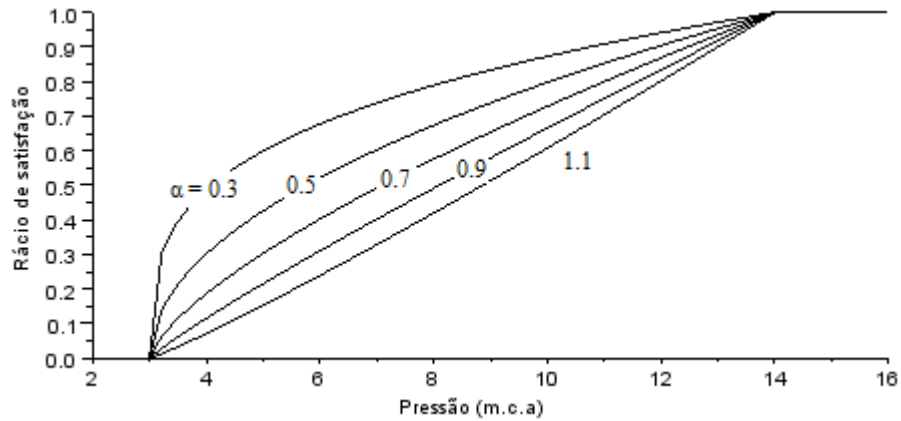
a) Expressão de Wagner *et al.* (1988)

Na versão original, a expressão surge definida em termos de cotas piezométrica dos nós (H_{min} e H_{ref}) com expoente 0.5. Tendo em vista a sua utilização no modelo híbrido, a expressão é apresentada em termos de pressões e considerando um expoente α .

$$q_i^{forn}(P_i) = q_i^{req} \times \begin{cases} 1 & P_i \geq P_i^{ref} \\ \left(\frac{P_i - P_i^{min}}{P_i^{ref} - P_i^{min}} \right)^\alpha & P_i^{min} < P_i < P_i^{ref} \\ 0 & P_i \leq P_i^{min} \end{cases} \quad (1)$$

A Figura 2 ilustra o rácio de satisfação $\left(\frac{q_i^{forn}(P_i)}{q_i^{req}}\right)$ para diferentes valores de α , considerando $P^{min} = 3$ mca e $P^{ref} = 14$ mca

Figura 2- Rácio de satisfação de consumo- função de Wagner *et al.* (1988).

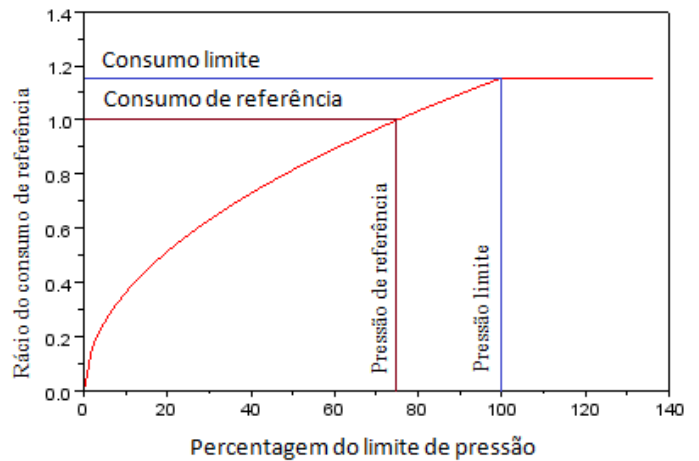


b) Expressão de Wu *et al.* (2006)

A função proposta por Wu *et al.* (2006) tem a particularidade de permitir que o consumo efetivo possa ser ligeiramente superior ao valor solicitado. A função é definida tendo em conta um dado limiar (P^t) a partir do qual o consumo deixa de ser sensível à pressão:

$$q_i^{forn}(P_i) = q_i^{req} \times \begin{cases} \left(\frac{P_i^t}{P_i^{ref}}\right)^\alpha & P_i \geq P_i^t \\ \left(\frac{P_i}{P_i^{ref}}\right)^\alpha & 0 < P_i < P_i^t \\ 0 & P_i \leq 0 \end{cases} \quad (2)$$

A Figura 3 ilustra o rácio de consumo satisfeito considerando $\alpha = 0.5$ (e $P^{ref} = 12$ m.c.a. e $P^t = 16$ mca):



c) Expressão de Tanyimboh e Templeman (2010)

Tanyimboh e Templeman (2010) estabelecem a relação pressão-caudal com base na função Logit:

$$q_i^{forn}(P_i) = q_i^{req} \times \frac{\exp(\alpha_i + \beta_i P_i)}{1 + \exp(\alpha_i + \beta_i P_i)} \quad (2)$$

Os parâmetros α e β podem ser determinados usando dados experimentais, ou, na sua ausência, através das expressões:

$$\begin{cases} q_i(P_i^{ref}) = 0.999q_i^{req} \\ q_i(P_i^{min}) = 0.001q_i^{req} \end{cases} \quad (3)$$

Figura 3 - Rácio de satisfação de consumo – Função de Wu *et al.* (2006)

O gráfico da função está ilustrado na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** considerando $P^{min} = 3$ mca, $P^{ref} = 14$ mca., e α e β

obtidos através da resolução do sistema de equações (3).

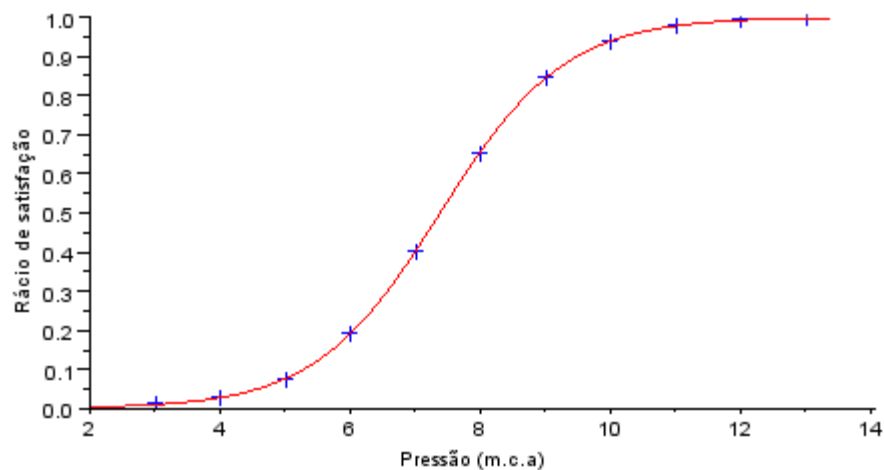
d) Expressão de Germanopoulos (1985) adaptada

O modelo híbrido permite considerar perdas de água ao nível das condutas, assumindo que as perdas de água aumentam continuamente com a pressão. As perdas podem ser modeladas considerando a soma de dois termos: perdas devido a roturas (*burstleakage*) e perdas através de pequenos orifícios, juntas ou fendas (*backgroundleakage*). A relação pressão-perdas de água, para uma conduta *k*, pode ser definida da forma seguinte (GEMANOPOULOS (1985); GIUSTOLISI *et al.* (2008)):

$$q_k^{fuga} = \begin{cases} \beta_k l_k (P_k)^{\alpha_k} + C_k (P_k)^{\delta_k} & P_k > 0 \\ 0 & P_k \leq 0 \end{cases} \quad (5)$$

onde q_k^{fuga} representa o total de perda de água ao longo da conduta *k*; l_k é o comprimento da conduta; β_k e α_k são parâmetros relacionados com o modelo de perdas *background*, C_k e δ_k são parâmetros relacionados com o modelo de perdas *burst* (fórmula para orifícios, $\delta_k = 0.5$); e P_k é a pressão média verificada na conduta, calculada a partir da pressão dos seus nós de extremidade. De acordo com Lambert (2001), o parâmetro α_k toma valores entre 0.5 e 2.5, dependendo do tipo de material da conduta; β_k está relacionado com a deterioração do material, devendo o seu valor ser atribuído por calibração, como valor inicial pode usar-se 10^{-7} .

Figura 4 - Rácio de satisfação de consumo - função de Tanyimboh&Templeman (2010).



Para efeitos de simulação, o valor das perdas em cada conduta é atribuído aos seus nós de extremidade na proporção das respetivas pressões. Portanto, o total de perdas atribuído ao nó *i* pode ser calculado a partir da seguinte expressão:

$$q_i^{fuga} = \sum_k \left(\frac{P_i}{P_i + P_j} \right) q_k^{fuga} = \frac{P_i}{2} \sum_k (\beta_k l_k (P_k)^{\alpha_k - 1} + C_k (P_k)^{\delta_k - 1}) \quad (4)$$

onde *k* percorre todas as condutas conectadas ao nó *i*; $P_k = (P_i + P_j)/2$, P_i e P_j são as pressões dos nós (*i* e *j*) de extremidade da conduta *k*.

Implementação do Algoritmo do Gradiente Global para PDA

Na abordagem DDA, a lei da conservação da massa estabelece que a soma algébrica dos caudais que entram e que saem dos nós é igual ao consumo solicitado. Ou seja, o consumo solicitado é totalmente satisfeito.

Na abordagem PDA o consumo satisfeito depende da pressão, e, caso esta seja insuficiente, o

consumo solicitado não é totalmente satisfeito. Portanto, a soma algébrica dos caudais nos nós pode ser diferente do consumo solicitado. Todini (2003) apresentou uma extensão ao Algoritmo do Gradiente Global para contemplar esta situação, usando uma relação pressão-caudal para representar a dependência do caudal da pressão existente, dando origem à formulação:

$$\begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} \\ A_{21} & A_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Q \\ H \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -A_{10}H_0 \\ -q \end{bmatrix} \quad (5)$$

onde A_{22} é uma matriz diagonal cujos elementos são obtidos pela equação (1); q representa o conjunto dos consumos que não dependem da pressão.

Derivando (5) obtém-se:

$$\begin{bmatrix} D_{11} & A_{12} \\ A_{21} & D_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} dQ \\ dH \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} dE \\ dq \end{bmatrix} \quad (6)$$

onde D_{22} (derivada da equação (1) relativamente a P_i) é uma matriz diagonal cujos elementos são dados por:

$$D_{22}(i, i) = \begin{cases} 0 & P_i \geq P_i^{rsf} \\ q_i^{rsq} \cdot \alpha \cdot \frac{(P_i - P_i^{min})^{\alpha-1}}{(P_i^{rsf} - P_i^{min})^\alpha} & P_i^{min} < P_i < P_i^{rsf} \\ 0 & P_i \leq P_i^{min} \end{cases} \quad (7)$$

De forma análoga à abordagem DDA, a formulação iterativa do Algoritmo do Gradiente Global para a abordagem PDA é dada por:

$$\begin{aligned} A^k &= A_{21}(D_{11}^k)^{-1} A_{12} - D_{22}^k \\ F^k &= (A_{21}Q^k - q) - A_{21}(D_{11}^k)^{-1}(A_{10}H_0 + A_{11}^k Q^k) - D_{22}^k H^k \\ H^{k+1} &= (A^k)^{-1} F^k \\ Q^{k+1} &= Q^k - (D_{11}^k)^{-1}(A_{11}^k Q^k + A_{12}H^{k+1} + A_{10}H_0) \end{aligned} \quad (8)$$

Giustolisi *et al.* (2008) estenderam a formulação (8) para incluir perdas de água ao nível das condutas, dadas pela equação (4), a que corresponde a seguinte formulação iterativa:

$$\begin{aligned} DL_{22}^k &= D_{22}^k + L_{22}^k \\ A^k &= A_{21}(DL_{11}^k)^{-1} A_{12} - DL_{22}^k \\ QDL^k &= {}^k Q^{form} + {}^k Q^{fuga} \\ F^k &= (A_{21}Q^k - QDL^k) - A_{21}(DL_{11}^k)^{-1}(A_{10}H_0 + A_{11}^k Q^k) - DL_{22}^k H^k \\ H^{k+1} &= (A^k)^{-1} F^k \\ Q^{k+1} &= Q^k - (DL_{11}^k)^{-1}(A_{11}^k Q^k + A_{12}H^{k+1} + A_{10}H_0) \\ H^{k+1} &= \varphi^k(H^{k+1} - H^k) - H^k \\ Q^{k+1} &= \psi^k(Q^{k+1} - Q^k) - Q^k \end{aligned} \quad (9)$$

onde L_{22} é a derivada dos elementos q_i^{fuga} (equação (4)) relativamente à pressão P_i ; ${}^k Q^{form}$ e ${}^k Q^{fuga}$ representam os vectores calculados a partir das equações (1) e (4); $\varphi, \psi \in [0, 1]$ correspondem a coeficientes de relaxação utilizados para melhorar a convergência, com $\varphi^0 = 1 \wedge \psi^0 = 1$; $H^{k=0}$ é inicializado com a soma das cotas topográficas com a pressão de referência (devidamente convertida).

Deste modo foi implementado o modelo híbrido no WaterNetGen (MURANHO *et al.* 2012), onde o Editor de Consumos do EPANET foi alterado para permitir a classificação das categorias de consumo.

Modelação em regime transitório

Encontra-se em fase adiantada de implementação a modelação em regime variável, baseado no método das características, que será também integrado em ambiente EPANET.

Modelação da qualidade

Uma vez obtida uma adequada perceção do comportamento físico dos sistemas de abastecimento

de água, e após a sua implementação computacional torna-se necessário descrever também os fenómenos químicos e biológicos que possam estar envolvidos, igualmente através de uma modelação matemática fiável, contribuindo deste modo para uma adequada análise do funcionamento dos mesmos, potenciando as diferentes etapas que possam pelo projeto, a execução e a exploração das obras, nas vertentes

económica, de segurança e de qualidade de serviço às comunidades.

Ainda que a modelação da qualidade da água em regime não permanente seja um assunto do maior interesse, reconhecendo-se como evidente a influência que as situações de regime variável têm nessa qualidade, ainda não se encontra disponível um modelo suficientemente fiável e eficiente para tal estudo, pelo que não será abordado neste texto.

Durante as décadas de 80 e 90 do século passado, foi prestada uma considerável atenção ao desenvolvimento de algoritmos para uso na modelação da qualidade da água em sistemas de distribuição.

Em todos os modelos é conhecida a topologia da rede de distribuição, as condições hidráulicas do escoamento e as concentrações na origem das espécies químicas a modelar. Em quase todos os modelos se assume o movimento unidirecional, mistura completa e instantânea nos nós e se despreza a dispersão longitudinal.

Os modelos que consideram condições de escoamento permanente usam a lei da conservação da massa para determinar a distribuição espacial das substâncias dissolvidas sob condições hidráulicas estáticas. Por este motivo estes modelos poderão apenas ser usados para uma previsão aproximada da qualidade da água em situações particulares, e em intervalos de tempo determinados.

$$\frac{\partial C_i(x,t)}{\partial t} = -U_i \cdot \frac{\partial C_i(x,t)}{\partial x} + d \cdot \frac{\partial^2 C_i(x,t)}{\partial x^2} + R[(C_i(x,t))] \quad (12)$$

Quando a equação de transporte (12) representa a concentração do cloro na água ao longo do sistema e do tempo, sendo as condições hidráulicas constantes, então entre os intervalos de tempo de cálculo da qualidade o decaimento do cloro ao longo das redes de distribuição e do tempo pode ser escrito de acordo com diferentes leis cinéticas de reacção.

A integração desta equação ao longo do tempo e em todos os troços poderá ser efetuada utilizando diferentes técnicas. Como as características hidráulicas e da qualidade da água dos sistemas de distribuição variam no tempo e ao longo da rede, os modelos dinâmicos apresentam maior exatidão e melhores desempenhos, para se proceder ao estudo da qualidade da água nos sistemas de distribuição.

Os modelos dinâmicos podem ser classificados espacialmente por modelos Eulerianos e Lagrangeanos.

Formulação de Base

Os modelos de simulação da qualidade da água em sistemas de abastecimento têm por base as duas equações seguintes:

Equação de transporte aplicada ao longo das condutas;

Equação da conservação da massa aplicada aos nós do sistema.

Equação de transporte

A equação de transporte (12), que traduz essencialmente a advecção ao longo do escoamento, permite determinar a concentração de determinada substância que pode ou não ser conservativa ao longo do tempo, dado que considera também o processo de transformação que resulta na alteração da concentração da substância à medida que a mesma é transportada na conduta. Ou seja, durante um intervalo de tempo, em que se considera que as condições hidráulicas não se alteram (energias e velocidades), a concentração de uma substância não conservativa no interior de uma conduta num qualquer ponto (no sentido positivo do escoamento) e instantâneo, vai variando e é dada pela equação de conservação da massa e pode ser descrita pela equação unidimensional de transporte e difusão:

A abordagem Euleriana considera as condutas de uma rede divididas em segmentos de volume fixos (volumes de controlo), nas fronteiras dos quais vão sendo registadas as alterações ocorridas, à medida que o tempo avança com incrementos uniformes.

Os modelos Lagrangeanos são caracterizados por acompanharem o movimento do fluido (volumes de controlo) ao longo do seu percurso registando-se as alterações que vão ocorrendo.

Relativamente ao tempo, os métodos podem ser classificados como Time-Driven (Orientados pelo Tempo) ou Event-Driven (Orientados por Eventos).

Os modelos Lagrangeanos Time-Driven actualizam o estado da rede em intervalos de tempo fixos. Os modelos Lagrangeanos Event-Driven actualizam o estado do sistema só quando ocorre uma mudança (evento) como, por exemplo, quando uma nova parcela de água alcança o nó de jusante da conduta e se mistura com a água proveniente de outras condutas.

Cada um dos métodos, para a resolução dos modelos de qualidade, assume como conhecidas as condições hidráulicas da rede, nomeadamente a direcção do escoamento e a velocidade para cada passo de cálculo hidráulico (intervalo de tempo entre o qual as variáveis hidráulicas do sistema não se alteram). De um modo geral, o transporte e a reacção de substâncias dissolvidas, como por exemplo o cloro, exigem intervalos de cálculo menores do que os utilizados na modelação hidráulica (simulação em regime quase-permanente), conhecidos como passo de cálculo de qualidade da água. O EPANET 2 utiliza o método TDM mas no WATERNETGEM pode utilizar-se o TDM ou o EDM indistintamente.

IMPORTAÇÃO, SIMPLIFICAÇÃO E CALIBRAÇÃO DE MODELOS

Com base nos sistemas cadastrais, nos sistemas de monitorização, controlo e supervisão, (supervisory control and data acquisition SCADA), é possível hoje obter modelos matemáticos dos sistemas de distribuição com elevada qualidade. Para tal torna-se necessário passar frequentemente por uma longa e árdua tarefa de calibração recorrendo para tal a ferramentas matemáticas da investigação operacional.

Também, e de uma forma quase que obrigatória, se torna necessário proceder a uma simplificação dos modelos, nomeadamente pela eliminação de condutas de menores diâmetros ou pela associação de elementos.

Também nesta tarefa é necessário ter em consideração a adequada representação da realidade e ter em consideração que um modelo hidraulicamente adequado, com simplificações, não o é do ponto de vista da qualidade, isto é, a modelação da qualidade não permite as simplificações que permite a modelação hidráulica.

PROJECTO, GESTÃO DE SISTEMAS DE DISTRIBUIÇÃO

Dotados destes instrumentos, estruturas computacionais, a tarefa do engenheiro hidráulico afigura-se menos complexa. Mas será que assim é?

Para o projeto torna-se necessário estimar os consumos, não só os actuais mas os futuros, pois este tipo de infraestrutura é de custo muito elevado e de capital intensivo, sendo, em geral, os períodos de vida da ordem dos 40 a 50 anos. Logo aqui se colocam problemas de previsão da evolução populacional e dos consumos com elevada complexidade.

Mas qual será a localização espacial dos futuros consumidores? Complexidade acrescida.

De um modo simplista, e admitindo que temos respostas às questões anteriores, um dos objetivos de um “bom projeto” é o de satisfazer as necessidades atuais e futuras com o mais baixo custo. Novamente a modelação hidráulica associada à investigação operacional podem contribuir para dar uma resposta.

Outra questão que se coloca é a de que a melhor solução pode não ser a mais barata, isto é, a de custos iniciais menores, pois deve ter-se em consideração todo o período de vida da obra, sendo esta questão particularmente relevante quando existem encargos com energia para elevação.

Dada a impossibilidade absoluta de não existência de fugas e perdas surge a necessidade de sectorização, isto é, a constituição de zonas de medição e controlo ZMC com dimensões adequadas. Este é um assunto de enorme relevância.

GESTÃO DE PERDAS EM SISTEMAS DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA

Neste ponto serão apresentados alguns aspetos relacionados com a gestão das perdas de água em sistemas de distribuição.

Procedimentos para a gestão das perdas de água

A gestão das perdas de água é, sem dúvida, um dos assuntos mais abordados na literatura da especialidade (PUUST *et al.*, 2010). Alguns investigadores abordaram a temática das perdas de água usando o conceito de balanço hídrico anual e interpretação do caudal mínimo noturno, em combinação com um simulador hidráulico (ALMANDOZ *et al.*, 2005; TABESH *et al.*, 2009); outros basearam-se na estimativa de custos e benefícios resultantes da redução da pressão, tendo como referência a pressão no ponto crítico e a pressão média de serviço na rede (MCKENZIE e LANGENHOVEN, 2001); ou analisaram as várias componentes das perdas, recorrendo ou não à instalação de válvulas redutoras de pressão VRP (JOWITT e XU, 1990; VAIRAVAMOORTHY e LUMBERS, 1998; DIAS *et al.*, 2005; AWAD *et al.*, 2008; GIUSTOLISI *et al.*, 2008b); outros ainda usaram técnicas de optimização para definir a localização e regulação de VRP (REIS *et al.*, 1997; TUCCIARELLI *et al.*, 1999; ARAUJO *et al.*, 2006; NICOLINI e ZOVATTO, 2009).

Jowitt e Xu (1990) desenvolveram um modelo semelhante ao proposto por Germanopoulos e Jowitt (1989) com o qual se pretende reduzir as perdas de

água. O sistema de equações não lineares, que descrevem o comportamento hidráulico da rede, caracteriza explicitamente a fuga como dependente da pressão e tem em consideração o efeito da regulação das VRP. A linearização sucessiva do sistema de equações é conseguida através do método da teoria linear, e a função objetivo baseia-se na minimização do valor global das perdas de água.

Reis, *et al.* (1997) estudaram a localização e regulação ótima das VRP ao longo do sistema de distribuição de água através de um Algoritmo Genético. A função objetivo baseia-se na minimização das perdas de água ao longo da rede de distribuição, para um determinado tipo de consumos nodais e níveis dos reservatórios, tendo em conta o número, a localização e a regulação das VRP. Para descrever o comportamento hidráulico da rede, usaram o modelo descrito por Jowitt e Xu (1990). Com base em múltiplas simulações de padrões de consumo, concluem que o valor esperado de perdas na rede, obtido através da localização e regulação ótima de VRP, é praticamente independente do caudal total. Por outro lado, para diferentes padrões de consumo ao longo da rede e diferente caudal total, obtêm-se diferentes combinações para a localização das VRP.

Vairavamoorthy e Lumbers (1998) recordaram que a inclusão das componentes das perdas de água como dependentes da pressão é a melhor forma de reduzir as perdas de água com recurso a técnicas de otimização. Apresentaram um método para reduzir as perdas de água e garantir simultaneamente a pressão mínima requerida para fazer face ao consumo, mediante a regulação de VRP previamente localizadas. O algoritmo baseia-se na programação quadrática sequencial, usada para gerar a cada passo uma nova direção de pesquisa e assim corrigir o vetor solução. Em função da pressão disponível nos nós, duas funções objetivo foram estudadas: a primeira está relacionada com a redução do volume total de perdas de água; a segunda com a minimização dos desvios ao quadrado entre a pressão de serviço em cada nó e a pressão mínima requerida para fazer face aos consumos. As restrições ao problema baseiam-se na equação da continuidade nos nós (na qual está incorporada a componente das perdas de água em função da pressão), nas pressões máxima e mínima admissíveis em cada nó da rede, e, ainda, na regulação máxima e mínima admissível para as VRP.

Tucciarelli *et al.* (1999) basearam-se num modelo inverso de simulação hidráulica para reduzir as perdas de água, ao mesmo tempo que analisavam a relação entre a pressão e o caudal ao longo do

tempo (calibração do modelo). Numa primeira fase, usando um algoritmo de Simulated Annealing, os parâmetros do modelo são estimados através da maximização de uma função de probabilidade, igual ao quadrado da diferença entre os valores observados (pressão e caudal) e os correspondentes valores calculados mediante simulação do comportamento hidráulico da rede. Posteriormente, segue-se a otimização da regulação das VRP existentes no sistema, de forma a reduzir o excesso de pressão e garantir a pressão mínima de serviço em cada nó. Referem as vantagens deste tipo de abordagem no que diz respeito à identificação de zonas da rede com elevadas taxas de perdas e consumos, e, ainda, o forte contributo em termos de calendarização das actividades relacionadas com a reabilitação das infraestruturas.

Baseados nas metodologias BABE e FAVAD, Mckenzie e Langenhoven (2001) desenvolveram um software denominado PRESMAC, com o objetivo de auxiliar as Entidades Gestoras na gestão da pressão, e, conseqüentemente, na redução do volume total de perdas de água. Podem ser usados diferentes tipos de VRP, contudo, apresenta como desvantagem o facto de não utilizar nenhum simulador hidráulico, e utilizar a pressão no ponto crítico e a pressão média de serviço na rede para estimar a redução das perdas de água e do consumo faturado.

Almandoz *et al.* (2005) apresentaram uma metodologia para estimar as perdas de água (perdas reais) ao longo da rede de distribuição e ramais de ligação e o volume de água consumido não faturado (perdas aparentes). Este procedimento supõe que as perdas reais variam com a pressão ao longo do dia, enquanto as perdas aparentes variam em função dos padrões de consumo. Para estimar as componentes das perdas reais e aparentes baseiam-se no balanço hídrico e na interpretação do CMN, e usam um simulador hidráulico para estudar o comportamento hidráulico da rede.

Dias *et al.* (2005) compararam o desempenho de um sistema de distribuição de água para diferentes cenários. O desempenho é avaliado em termos de nível de pressão e de perdas de água, através de funções de penalidade, usando diferentes tipos de VRP.

Usando um Algoritmo Genético, Araujo *et al.* (Araujo *et al.*, 2006) desenvolveram uma ferramenta de apoio à decisão para quantificar, localizar e regular a abertura de VRP de forma a otimizar o desempenho hidráulico de sistemas de distribuição de água, quer em termos do controlo da pressão, quer na redução das perdas de água. A aplicação computacional

congrega dois módulos operacionais, tendo recorrido ao EPANET2.0 para analisar o comportamento hidráulico da rede. O primeiro módulo permite otimizar o número e a possível localização de VRP ao longo da rede. O segundo módulo permite estabelecer os ajustes de abertura para diferentes tipos de VRP, de forma a maximizar o desempenho global do sistema no que diz respeito à gestão das pressões e redução das perdas. Neste caso, as perdas de água são modeladas como dependentes da pressão, usando a lei de vazão teórica para pequenos orifícios.

Giustolisi *et al.* (2008b) desenvolveram um modelo de simulação hidráulica onde o consumo é orientado pela pressão e as perdas de água variam em função da pressão.

Awad *et al.* (2008) apresentaram uma metodologia para o cálculo dos custos e benefícios resultantes da instalação de VRP. O modelo baseia-se nos custos e benefícios anuais relacionados com a redução das perdas de água, redução da frequência de roturas, redução do consumo dependente da pressão, redução do consumo de energia, redução do esforço de controlo ativo de fugas, menor frequência de contactos com clientes e instalação/manutenção de diferentes tipos de VRP. Outros custos e benefícios são referenciados pelos autores, mas não incluídos no modelo, entre os quais: o aumento da vida útil do sistema, os inconvenientes relacionados com a interrupção de tráfego rodoviário e/ou pedestre, a redução de pedidos de indemnização, a redução do impacto ambiental e social, e, ainda, a redução dos inconvenientes para os utilizadores. Os resultados alcançados demonstram a importância de quantificar outros custos e benefícios além daqueles que habitualmente são considerados (benefícios devido à redução das perdas de água e custo de VRP).

Tabesh *et al.* (2009) usaram o balanço hídrico anual e a interpretação do caudal mínimo noturno (CMN) para estimar o caudal não faturado e as perdas de água ao longo da rede de distribuição, tal como a avaliação de indicadores de desempenho. Reconhecida a dependência das perdas em relação à pressão, o caudal total atribuído a cada nó é dividido em duas partes, uma considerada como dependente da pressão (perdas reais e aparentes), outra como independente da pressão (consumos domésticos, pequenos consumos não domésticos e grandes consumos não domésticos). A relação caudal/pressão baseia-se nas metodologias BABE e FAVAD, e o comportamento hidráulico da rede é avaliado através do EPANET. Segundo os autores, os resultados

podem ser posteriormente analisados com recurso ao Sistemas de Informação Geográfica (SIG), e, com o auxílio de indicadores de desempenho, podem fornecer aos decisores uma melhor compreensão das condições da infraestrutura atual e escolher o plano mais adequado para redução das perdas.

Tal como outros investigadores, Nicolini e Zovatto (NICOLINI e ZOVATTO, 2009) abordaram o problema da gestão da pressão, e, conseqüentemente, a redução das perdas de água, através da localização e regulação de VRP. O problema é formulado através da otimização de dois critérios e resolvido com recurso a um Algoritmo Genético (para o qual o comportamento hidráulico é simulado através do EPANET 2.0). O primeiro critério representa a necessidade de reduzir o número de VRP a instalar, o segundo critério está relacionado com a redução do volume total de perdas de água no sistema – tendo em conta a pressão mínima requerida em cada nó para fazer face ao consumo. Conforme mencionado pelos autores, a vantagem deste tipo de abordagem reside no facto de se poder encontrar um conjunto de soluções óptimas, correspondentes a diferentes compromissos entre os objetivos estudados.

Procedimentos para sectorização de sistemas de distribuição de água e gestão das perdas de água

Embora a sectorização de sistemas de distribuição de água não permita diretamente o controlo de perdas, é crucial no que concerne à sua deteção, caracterização e distribuição espacial. Na prática, a sectorização baseia-se em procedimentos mais ou menos empíricos, ou em experiências de campo limitadas, para a qual nem sempre é possível encontrar a solução mais adequada. Recentemente têm surgido algumas metodologias direcionadas especificamente para a sectorização de sistemas de distribuição de água, que permitem analisar um número bastante alargado de soluções admissíveis e, assim, aumentar a probabilidade de encontrar a melhor solução para a sectorização de um determinado sistema (TZATCHKOV *et al.*, 2006; SEMPEWO *et al.*, 2008; AWAD *et al.*, 2009; DI NARDO e DI NATALE, 2011; PERELMAN E OSTFELD, 2011). Porém, verifica-se que este assunto é relativamente recente, pelo que mais estudos lhe deverão ser dirigidos.

Tzatchkov *et al.* (2006) usaram o algoritmo de Depth first search e Breadth first search, de forma a identificar sectores da rede abastecidos a partir de um reservatório e detetar erros de continuidade na rede. Através do comportamento hidráulico e da

análise da qualidade da água, estabelecem a contribuição de cada origem de água para o consumo em cada nó da rede. Segundo os autores, com o objectivo de melhorar a eficiência global dos sistemas de distribuição de água, este algoritmo tem sido usado para projectos de sectorização em várias cidades do México.

Com o objetivo de reduzir o tempo de detecção, caracterização e distribuição espacial das perdas de água, Sempewo *et al.* (2008) propuseram uma nova abordagem para sectorizar sistemas de distribuição de água, baseada na teoria dos grafos e no princípio da computação distribuída usada na programação paralela – diferentes processadores representam diferentes sectores da rede. A dimensão de cada sector baseia-se no comprimento, consumo ou caudal dentro de cada sector da rede. No entanto, este processo é sensível ao número de sectores criados, à topologia e complexidade da rede e ao algoritmo usado para repartição do esforço computacional (programação paralela). O método proposto por Awad *et al.* (2008; 2009) usa o princípio da teoria dos grafos e um Algoritmo Genético para identificar as condições de fronteira entre ZMC e determinar o melhor tipo, localização e regulação de VRP (zonas de pressão). Para cada solução gerada, o comportamento hidráulico da rede é estudado através do EPANET2.0 e a aptidão de cada solução é avaliada através de numa função objetivo que relaciona os custos e benefícios anuais devido à redução das perdas de água, a redução da frequência de roturas, a redução do consumo dependente da pressão, a redução do consumo de energia, a redução do esforço de controlo ativo de fugas, a menor frequência de contactos com clientes e a instalação/manutenção de diferentes tipos de VRP. O método proposto é aplicado a um estudo de caso real no Reino Unido, para o qual é possível analisar o desempenho da metodologia proposta. Di Nardo e Di Natale (2011) apresentaram uma metodologia para suporte técnico ao projecto de sectorização de sistemas de distribuição de água, compatível com o comportamento hidráulico do sistema original. O método baseia-se na teoria dos grafos (algoritmo de Dijkstra), a partir do qual é possível definir o número e a dimensão de cada ZMC, tal como as condutas onde válvulas de fronteira e medidores de caudal podem ser inseridos. A aptidão de cada solução baseia-se no número de estações de monitorização de caudal requeridas e em três indicadores de desempenho (índices energético, estatístico e hidráulico). Os resultados obtidos para um estudo de caso em Itália demonstram o desempenho da metodologia proposta.

Perelman e Ostfeld (2011) desenvolveram um algoritmo para dividir redes de distribuição de água, usando os princípios da teoria dos grafos (algoritmo de Depth first search e Breadth first search) e a direcção do escoamento durante um determinado período de simulação. Dois tipos de sectores podem ser criados. Sectores para o qual o sentido do escoamento nas condutas de fronteira pode inverter durante o período de simulação, e sectores da rede para o qual o sentido do escoamento nas condutas de fronteira permanece inalterado durante todo o período de simulação. A metodologia é demonstrada num sistema de distribuição de água retirado da literatura. Outros autores apresentam estudos semelhantes, e relacionados com a localização de válvulas de sectionamento em sistemas de distribuição de água, de forma a isolar zonas da rede (WALSKI *et al.*, 2006; JUN e LOGANATHAN, 2007; LI e KAO, 2008; CREACO *et al.*, 2010; GIUSTOLISI e SAVIC, 2010).

Proposta de metodologia para gestão das perdas de água

Embora a gestão da pressão seja um dos principais procedimentos indicados para redução das perdas de água, e um dos assuntos mais estudados na literatura, poucos trabalhos têm sido desenvolvidos no que se refere à sectorização de sistemas de distribuição de água que permitam uma melhor gestão de pressão durante o período de exploração. Neste contexto, podem ser adotadas duas novas metodologias. A primeira metodologia diz respeito à gestão da pressão à entrada do sistema ou subsistema (mais comum na prática), através da instalação de diferentes tipos de dispositivos de redução da pressão (VRP com pressão fixa à saída, VRP modulada por tempo e VRP modulada por pressão no ponto crítico) – sendo que, as melhores práticas relacionadas com a gestão das perdas de água serão consideradas. A segunda metodologia baseia-se na primeira, e refere-se à sectorização de redes de distribuição de água de grande dimensão, tendo em conta o desempenho global do sistema original durante o horizonte de projeto e o fasear dos custos de investimento, em função das reais necessidades e dos recursos financeiros da Entidade Gestora. Este procedimento pode fornecer aos decisores uma melhor compreensão das condições da infraestrutura atual e futura e escolher o plano de investimento mais adequado a curto, médio e longo prazo, de forma a aumentar o desempenho global do sistema (GOMES *et al.*, 2012).

FIABILIDADE, ROBUSTEZ E SEGURANÇA

De um modo geral a configuração que conduz a um menor custo é a de uma configuração em estrutura ramificada. No entanto torna-se de imediato óbvio que tal estrutura não garante elevada segurança, pelo que surge a necessidade de efetuar redundâncias, isto é, de constituir configurações emalhasadas, de modo a aumentar a sua fiabilidade (probabilidade de não falhar) e no caso de tal acontecer deverá ser aumentada a sua resiliência, que é a capacidade de recuperação após uma falha.

EXPLORAÇÃO E AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO

Ainda que tendendo a constituir monopólios naturais os sistemas de distribuição de água, e, portanto, a qualidade do serviço prestado deve ser avaliada de modo a garantir a sustentabilidade dos recursos e a proporcionar condições para um serviço adequado a um custo reduzido.

A incorporação de metodologias de medição nas práticas de gestão cria mecanismos de competitividade que conduzem à cultura da eficiência e à persecução da melhoria contínua. As metodologias de medição, de que é exemplo o Sistema de Indicadores de Desempenho da International Water Association – IWA (ALEGRE *et al.* 2000, 2006), são aplicadas para avaliar o desempenho do serviço como um todo, onde “*um indicador de desempenho é uma medida quantitativa de um aspeto particular do desempenho da entidade gestora ou do seu nível de serviço*” (ALEGRE *et al.* 2004). A avaliação de desempenho é hoje em dia uma prática bem estabelecida no sector do abastecimento de água (SKARDA 1997; VAN DER WILLIGEN 1997; ALEGRE 1998; GUÉRIN-SCHNEIDER e BRUNET 2002; CROTTY 2004; LAFFERTY e LAUER 2005; KUN *et al.* 2007; ALEGRE *et al.* 2006, 2009) e do saneamento de águas residuais (GUÉRIN-SCHNEIDER e BRUNET 2002; CROTTY 2004; LAFFERTY e LAUER 2005; ALEGRE *et al.* 2009; QUADROS *et al.* 2010).

Os Sistemas de Indicadores de Desempenho incidem sobre diferentes facetas da atividade das entidades gestoras, focando, concretamente, os seguintes domínios (ALEGRE *et al.* 2004): indicadores de recursos hídricos (WR), indicadores de recursos humanos (Pe), indicadores infraestruturais (Ph), indicadores operacionais (Op), indicadores de qualidade de serviço (QS) e indicadores económico-financeiros (Fi). Contudo, para aspectos relacionados com o funcionamento/operação do sistema, são por vezes usados Índices de Desempenho Técnico (IDT). Os IDT foram propostos para avaliar o desempenho

hidráulico (COELHO 1997a) e da qualidade da água (COELHO 1997b), sendo posteriormente usados por diversos autores em diferentes domínios de investigação. Por exemplo: Tabesh e Dolatkahi (2006) usaram os IDT para avaliar a influência da abordagem orientada pela pressão (PDA) na simulação da qualidade da água; Tamminen *et al.* (2008) e Ramos *et al.* (2009) usaram IDT para avaliar o desempenho dos SDA considerando condutas de diferentes tipos de material; Vieira *et al.* (2010) usaram IDT para avaliar o desempenho operacional de estações de tratamento de água.

Os IDT tomam valores entre um valor mínimo (correspondente à situação de ausência de serviço) e um valor máximo (correspondente à situação de serviço ótimo). Os IDT podem ser calculados para o SDA como um todo ou para um elemento (nó, conduta) ou conjunto de elementos da rede. Os IDT também podem ser calculados para um período de tempo e representados graficamente no designado *diagrama de simulação dinâmica*, ou para diferentes cargas, e representado no *diagrama de sistema*. A representação gráfica dos IDT facilita a análise do comportamento dos SDA.

Para além do cálculo e representação gráfica dos IDT usando o diagrama de simulação dinâmica e o diagrama de sistema (COELHO 1997a; COELHO e ALEGRE 1999), pode-se utilizar a representação espacial, nomeadamente integrada na interface gráfica do EPANET. Os IDT também podem ser utilizados para outro fim, tal como, encontrar soluções com melhor desempenho (segundo um determinado critério). Também podem ser usados novos elementos de análise do funcionamento dos SDA, nomeadamente: folgas, violações de restrições e o rácio de satisfação de consumos.

Para o cálculo das folgas e determinação das violações de restrições devem ser definidos valores limite e variáveis de folga. Um valor limite é calculado por uma expressão. Por exemplo, a velocidade máxima do escoamento no interior de uma conduta pode ser definida por uma expressão envolvendo o diâmetro interno da conduta; a pressão mínima requerida pode ser definida por uma expressão envolvendo o número de pisos. Portanto, uma violação de restrição ocorre quando é ultrapassado um valor limite e pode ser definida por uma expressão lógica. Uma variável de folga representa a quantidade de recurso não usado. Por exemplo: a folga para a pressão mínima é a “porção” de pressão que fica acima da variável limite “pressão mínima requerida”; a folga para a pressão máxima é a “porção” de pressão

que fica abaixo da variável limite “pressão máxima admitida”.

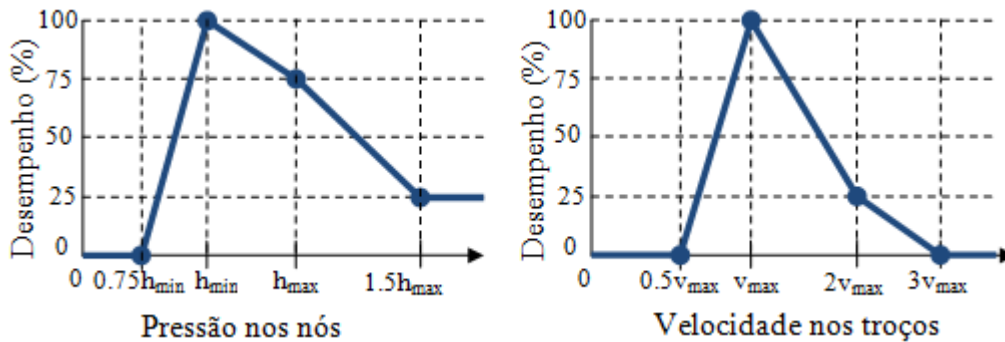
Índices de desempenho técnico

A avaliação de desempenho técnico pretende classificar o funcionamento do SDA de acordo com uma escala de mérito. Os IDT avaliam o funcionamento de cada elemento (nó, conduta) do sistema através da comparação do seu valor corrente com valores de referência de modo a determinar o seu desempenho. Segundo Coelho (1997a), a metodologia de avaliação de desempenho é baseada em três tipos de elementos: 1) variável de estado; 2) curva de penalidade (ou de desempenho); e 3) operador de generalização. A variável de estado está relacionada com o aspecto específico a ser avaliado. A curva de desempenho estabelece uma relação

entre os valores da variável de estado e a escala de classificação de desempenho (ou seja, avalia o mérito do elemento). O operador de generalização agrega os valores de desempenho individuais para produzir um índice de desempenho global. O operador de generalização pode ser a média (simples ou ponderada) dos elementos, ou outro mais apropriado, dependendo do objetivo da análise. Vários índices de desempenho técnico podem ser combinados para produzir um índice de desempenho técnico global do SDA.

Coelho e Alegre (1999) definiram IDT para várias variáveis de estado, concretamente: a pressão, a flutuação de pressão, a velocidade e a qualidade da água. Na Figura 5 são apresentadas curvas de desempenho para a pressão nos nós e para a velocidade do escoamento no interior das condutas.

Figura 5 - Curvas de desempenho para a pressão nos nós e velocidade nos troços (COELHO & ALEGRE 1999).



Na Figura 5 os parâmetros h_{min} , h_{max} e v_{max} representam valores limites, os quais significam pressão mínima requerida, pressão máxima permitida e velocidade máxima admissível, respetivamente. Portanto, o valor do desempenho é determinado tendo em conta o valor da variável de estado e a sua posição relativamente às marcas (abscissas) de referência.

As curvas de desempenho fornecem valores de desempenho entre 0% (ausência de serviço) e 100% (serviço ótimo). Estas curvas tentam capturar a importância relativa do valor da variável de estado para o aspeto em análise. De certo modo, estas curvas são traçadas de uma forma empírica. A curva de desempenho para a pressão revela que pressões próximas da pressão mínima requerida (pressão de serviço) são preferíveis pois representam estados de energia mais baixa, os elementos do sistema são

menos solicitados mecanicamente e, certamente, correspondem a menores níveis de perdas de água. A curva da velocidade nos troços pretende indicar que valores da velocidade acima dos máximos recomendados são indesejáveis (provocam maior desgaste do material das condutas – abrasão, maiores perdas de carga, maior ruído e induzem transitórios hidráulicos mais acentuados).

Os IDT são calculados através da aplicação de um operador de generalização ($W[\cdot]$). Os IDT para a pressão e para a velocidade podem ser calculados usando médias ponderadas, considerando pesos para os nós proporcionais aos seus consumos e para as condutas proporcionais ao seu volume. Ou seja, os IDT para a pressão (IDT_{press}) e para a velocidade (IDT_{vel}) podem ser calculados pelas expressões respectivamente.

$$IDT_{press} = W[P] = \sum_{i=1}^{NN} w_i p_i \wedge w_i = \frac{q_i}{\sum_{j=1}^{NN} q_j} \tag{13}$$

onde NN é o número de nós da rede e p_i , w_i e q_i são o valor de desempenho, o “peso” e o consumo do nó i , respetivamente, e P é o conjunto formado pelos valores de desempenho dos nós, obtidos pela aplicação da respetiva curva de desempenho.

$$IDT_{vel} = W[V] = \sum_{k=1}^{NP} w_k p_k \wedge w_k = \frac{L_k D_k^2}{\sum_{j=1}^{NP} L_j D_j^2} \quad (14)$$

onde NP é o número de condutas da rede e p_k , w_k , L_k e D_k são o valor de desempenho, o “peso”, o comprimento e o diâmetro da conduta k , respetivamente, e V é o conjunto formado pelos valores de desempenho das condutas, obtidos pela aplicação da respetiva curva de desempenho.

O diagrama dinâmico e o diagrama de sistema frequentemente incluem curvas de percentis. As bandas de percentis (região entre curvas de percentis) refletem a dispersão dos valores individuais de desempenho. Segundo Coelho e Alegre (1999), uma curva de percentil num diagrama de sistema pode ser entendida da seguinte forma: se o ponto (x,y) pertence à curva de percentil $P\%$, isso significa que para um fator de carga x , a percentagem de água entregue com desempenho inferior ou igual a y é $P\%$. Para diagramas de simulação dinâmica, os percentis devem ser entendidos da seguinte forma: se (t,y) for um ponto da curva de percentil $P\%$, isso significa que no instante t , a percentagem do consumo total que é distribuída com um desempenho inferior ou igual a y é $P\%$.

DISPOSIÇÕES REGULAMENTARES E NORMATIVAS

As décadas de 1830 e 1840 podem ser destacadas como as mais importantes na história científica da Engenharia Sanitária.

A epidemia de cólera de 1831/32 despertou, concretamente para os ingleses, a preocupação com o saneamento das cidades, pois evidenciou que a doença era mais intensa em áreas urbanas carentes de saneamento efetivo, ou seja, em áreas mais poluídas por excrementos e lixo, além de mostrar que as doenças não se limitavam às classes mais baixas.

No seu famoso Relatório (1842), Chadwick (1800-1890) já afirmava que as medidas, através de um abastecimento de água e drenagem efetivos, paralelo a uma limpeza de todos os refugos nocivos das cidades, eram operações que deveriam ser resolvidas com os recursos da Engenharia Civil e não no serviço médico.

Dependendo dos países este tipo de serviço foi assumido nuns casos pela iniciativa privada (mais nos Estados Unidos e Inglaterra) e noutros pelas entidades públicas.

Esta evolução apresenta uma ligação muito próxima com o direito da Água.

Com a crescente intervenção do Estado na vida económica e social, a água passou a ser encarada sobretudo como um bem público nacional, detido e explorado pelo Estado ou por concessão e sob a fiscalização deste.

A água consumida na comunidade deve ser de procedência conhecida, requerendo, na maioria das vezes, tratamento prévio para que ao atingir os pontos de consumo, a mesma esteja qualificada com um grau de pureza que possa ser utilizada de imediato para o fim a que se destina. As instalações necessárias para que a água seja captada, tratada, transportada e distribuída nos pontos de consumo constituem o sistema de abastecimento de água.

A título de exemplo podemos particularizar para Portugal e ainda mais para Coimbra. De um modo geral, os sistemas urbanos de abastecimento de água em Portugal eram da responsabilidade dos municípios, podendo estes concessionar o serviço a particulares. A exceção foi a cidade de Lisboa. Em Coimbra o serviço de abastecimento de água foi concessionado ao Dr. Augusto da Costa Simões, sendo por este cedido ao engenheiro inglês James Easton.

Em 30 de outubro de 1880 é publicado um Regulamento para Encanamentos Particulares, que se mantém em vigor até 1943. Nesta data o Ministério das Obras Públicas e Comunicações, faz publicar, através da Portaria nº 10.367, os Regulamentos Gerais das Canalizações de Águas e Esgotos e que são de aplicação a todo o País. Entretanto através da Direção Geral do Saneamento Básico e do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, vão surgindo um conjunto vasto de Especificações e Normas que complementam o Regulamento de 1943.

O Decreto-Lei n.º 207/1994, de 6 de agosto, veio atualizar a legislação existente em matéria de sistemas públicos e prediais de distribuição de água e de drenagem de águas residuais, aprovando os princípios gerais a que devem obedecer a respetiva conceção, construção e exploração e prevendo que a regulamentação técnica daqueles sistemas, bem

como as respetivas normas de higiene e segurança seriam aprovadas por decreto regulamentar.

Atendendo ao leque de interessados na presente regulamentação, uns possuidores de formação técnica adequada outros como utentes dos sistemas, considerou-se oportuno concentrar num mesmo texto legislativo aqueles princípios gerais aprovados pelo Decreto-Lei nº 207/1994, de 6 de agosto, privilegiando-se a segurança jurídica no acesso e consulta dessa regulamentação, foi aprovado pelo Governo o Decreto Regulamentar nº 23/1995 de 23 de agosto, designado Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais que se encontra ainda em vigor.

A adesão à União Europeia e a evolução de conceitos atualmente aceites levou à aprovação de uma Lei, Lei nº 58/2005 de 29 de dezembro, designada correntemente por Lei da Água, transpondo para a ordem jurídica nacional a Diretiva nº 2000/60/CE, do Parlamento Europeu e do Conselho, de 23 de outubro, e estabelecendo as bases e o quadro institucional para a gestão sustentável das águas.

Visando colmatar o atraso existente em algumas zonas do País, no que se refere à taxa de cobertura do saneamento básico, foi desenvolvido um Plano Estratégico de Abastecimento de Água e Saneamento de Águas Residuais para o período de 2000-2006 (PEAASAR). Este Plano Estratégico desempenhou um papel essencial na estruturação de todo o sector de abastecimento de água e saneamento de águas residuais urbanas, tendo sido despendidos montantes na ordem dos 5 mil milhões de euros.

A enorme importância do sector dos serviços urbanos de água e saneamento é, por demais reconhecida, sendo que apresenta externalidades positivas quer em termos de coesão nacional, saúde pública e ambiente, apresentando ainda um contributo significativo para o cumprimento das diretivas comunitárias que obrigam o Estado.

Dada a assimetria quer em termos de densidades populacionais quer em diferentes e diversas soluções torna-se necessário um significativo apoio público ao investimento e o recurso ao novo Quadro de Referência Estratégico Nacional (QREN 2007-2013) para mitigar os elevados custos a que dão origem, assegurando tarifários sociais e economicamente viáveis.

Não tendo, no termo do período de programação do PEAASAR 2000-2006, sido alcançados todos os seus objetivos, apesar dos

progressos muito significativos que foram alcançados, tornou-se necessário uma reavaliação do mesmo e a implementação de um novo para o período de 2007-2013.

O PEAASAR 2007-2013 define objetivo se propõe medidas de otimização de gestão nas vertentes em alta e em baixa e de otimização do desempenho ambiental do sector, e clarificando o papel da iniciativa privada, criando espaços de afirmação e consolidação de um tecido empresarial sustentável, concorrencial e ajustado. Tem também por objetivo a minimização das ineficiências dos sistemas, numa perspetiva de racionalização dos custos a suportar pelas populações, estabelecendo os modelos de financiamento e as linhas de orientação da política tarifária e definindo a reformulação do enquadramento legal e do modelo regulatório necessário à sua maior eficácia.

Os três grandes objetivos estratégicos do PEAASAR 2007-2013 são definidos, bem como, as respetivas orientações:

- i) a universalidade, a continuidade e a qualidade do serviço;
- ii) a sustentabilidade do sector; e
- iii) A proteção dos valores ambientais.

Os objetivos operacionais são os seguintes:

- i) servir cerca de 95% da população total do País com sistemas públicos de abastecimento de água;
- ii) servir cerca de 90% da população total do País com sistemas públicos de saneamento de águas residuais urbanas, sendo que em cada sistema integrado o nível de atendimento desejável deve ser de, pelo menos, 70% da população abrangida;
- iii) garantir a recuperação integral dos custos incorridos dos serviços;
- iv) contribuir para a dinamização do tecido empresarial privado nacional e local; e
- v) cumprir os objetivos decorrentes do normativo nacional e comunitário de proteção do ambiente e saúde pública.

Para a consecução dos objetivos prevê-se a adoção de um conjunto de medidas, de que se destacam:

- a) realizar os investimentos necessários à conclusão e à expansão dos sistemas em alta e à continuação da infraestruturização da vertente em baixa, com especial enfoque nos investimentos visando a articulação entre ambas as vertentes;
- b) rever os princípios de enquadramento legal, técnico, económico e financeiro aplicáveis

aos sistemas multimunicipais e alargar o leque de soluções institucionais de gestão empresarial;

- c) promover uma maior integração territorial e funcional de sistemas plurimunicipais vizinhos, de forma a potenciar economias de escala e de gama e mais-valias ambientais;
- d) promover a criação, na vertente em baixa, de sistemas integrados, tanto quanto possível territorialmente articulados com as soluções existentes na vertente em alta, e com um regime tarifário uniformizado na área de intervenção de cada sistema, regulamentar a gestão dos sistemas municipais e criar uma lei de bases de concessões em baixa;
- e) implementar as disposições da Lei n.º 58/2005, de 29 de dezembro, Lei da Água, diretamente relacionadas com o abastecimento de água e o saneamento de águas residuais e incentivar o uso eficiente da água e o controlo e a prevenção da poluição;
- f) estimular o investimento privado e promover a concorrência, com especial destaque para um alargamento e dinamização muito significativos do mercado dos contratos de exploração e de prestação de serviços, promovendo assim o desenvolvimento do tecido empresarial nacional e local;
- g) reforçar e alargar o âmbito dos mecanismos de regulação de serviços e de regulação ambiental e de inspeção.

Os investimentos a realizar na vertente em alta no período 2007-2013, necessários para a conclusão e expansão dos sistemas plurimunicipais, são estimados em cerca de 1600 milhões de euros, dos quais 700 milhões suscetíveis de candidatura ao QREN. Na vertente em baixa, a estimativa dos investimentos prioritários a realizar nesse período é da ordem dos 2200 milhões de euros, dos quais 1400 milhões suscetíveis de candidatura ao financiamento comunitário.

Tendo em vista uma resolução mais eficaz dos problemas de infraestruturização e gestão que continuam pendentes na baixa, o PEAASAR 2007-2013 propõe um modelo de alargamento da parceria entre o Estado e as autarquias

São estabelecidas orientações e fixados objetivos de proteção de valores ambientais no contexto da atividade do sector, com particular destaque para as boas práticas ambientais e para a gestão integrada dos recursos hídricos, o uso

eficiente da água, a gestão das águas pluviais numa perspetiva ambiental, a gestão das lamas produzidas nas ETA e nas ETAR, a problemática do tratamento de efluentes industriais, com particular destaque para os efluentes agroindustriais, a eco-eficiência energética, a gestão patrimonial de infraestruturas, as exigências ambientais a nível da contratação e a monitorização ambiental.

A questão tarifária é uma questão central para a sustentabilidade do modelo a implementar. O preço justo da água deve representar o ponto de equilíbrio de três premissas da sustentabilidade do setor, ou seja:

- i) cobrir os custos do serviço;
- ii) através de tarifas socialmente aceitáveis; e
- iii) escalonadas de forma a contribuir para o seu uso eficiente e para a proteção do ambiente.

A estratégia definida para o período 2007-2013 procura responder a esta questão, assumindo como princípio incontornável a criação de condições para a cobertura integral dos custos do serviço, como forma de garantir a sustentabilidade do sector enquanto obrigação imperiosa perante as gerações futuras. Parte de duas condicionantes, designadamente:

- i) a necessidade de compatibilizar as tarifas com as condições socioeconómicas das populações; e
- ii) de concluir os investimentos necessários para se atingirem níveis de atendimento com a qualidade exigida e para que se cumpram as obrigações decorrentes da legislação e das boas práticas ambientais.

A necessidade de operacionalização desta Lei, e de outras normas e regulamentos que foram surgindo, nomeadamente o ressurgimento de empresas privadas no designado “mercado da água”, conduziu à necessidade de criação de uma entidade reguladora, Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos, ERSAR, que é a entidade reguladora desses serviços em Portugal. O Decreto-Lei n.º 277/2009, de 2 de outubro, aprova a orgânica da ERSAR, criada através do Decreto-Lei n.º 207/2006, de 27 de outubro, que aprovou a Lei Orgânica do Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional (MAOTDR, <http://www.ersar.pt/website/>).

CONCLUSÃO

Como se pode concluir do que antes foi referido, Portugal, no que se refere às infraestruturas de distribuição de água, encontra-se dotado de um

parque novo, particularmente nos sistemas em alta, de um acervo legislativo e normativo rigoroso e atual, de conhecimento e ferramentas de projeto, gestão e exploração atuais e adequadas. Foram desenvolvidos, quer pela Comunidade Científica (Universidades e Laboratórios), pelo Estado e pelas Autarquias conhecimentos e ferramentas adequadas para uma eficaz e eficiente exploração e gestão do sector do abastecimento doméstico de água.

Mas, e há sempre um, a população portuguesa está a decrescer, a população jovem está a emigrar, o interior do país, que foi bem infraestruturado está a desertificar, e naturalmente como é necessário pagar os investimentos e a exploração destes equipamentos, torna-se imperativo um aumento muito significativo das tarifas, o que se torna muito complexo num contexto de crise.

Um pouco à laia de conclusão diria que “construímos um Ferrari, motor, chassi, design, formámos os engenheiros, os técnicos para o construir e os pilotos para o conduzir, mas agora falta-nos população para o utilizar, e o dinheiro para a gasolina para o podermos utilizar”.

AGRADECIMENTOS

Para este artigo contribuíram de forma decisiva os Doutores Joaquim de Sousa, Ricardo Gomes e João Muranho.

REFERÊNCIAS

ALEGRE, H. Indicadores de desempenho de sistemas de abastecimento de água – Trabalho em curso no âmbito do IWSA. In: CONGRESSO DA ÁGUA – A Água como Recurso Estruturante do Desenvolvimento, 4., Março, 1998, Lisboa. 1998. (CD-ROM)

ALEGRE, H. *et al.* Performance indicators for water supply services. 2. ed. *Manual of Best Practice Series*. London: IWA Publishing, 2006.

ALEGRE, H.; CABRERA JR, E.; MERKEL, W. Performance assessment of urban utilities: the case of water supply, wastewater, and solid waste. *Journal of Water Supply: Research and Technology – AQUA*, v. 58, n. 5, p. 305-315, 2009.

ALEGRE, H.; HIRNER, W.; BAPTISTA, J.M.; PARENA, R. Performance indicators for water supply

services. *Manual of Best Practice Series*. London: IWA Publishing, 2000.

ALEGRE, H.; HIRNER, W.; BAPTISTA, J.M.; PARENA, R. Indicadores de desempenho para serviços de água. *Manual de boa prática*. (Versão atualizada e adaptada por Alegre, H.; Baptista, J.M.; Duarte, P.). Lisboa: IRAR & LNEC, 2004. ISBN 972-99354-2-4.

ALMANDOZ, J. *et al.* Leakage assessment through water distribution network simulation. *Journal of Water Resources Planning and Management*, v. 131, n. 6, p. 458-466, 2005.

ANG, W. H.; JOWITT, P. W. Solution for water distribution systems under pressure-deficient conditions. *Journal of Water Resources Planning and Management*, v. 132, n. 3, p. 175-182, 2006.

AOKI, Y. Flow analysis considering pressures. In: 49th NATIONAL MEETING ON WATERWORKS, *Japan Water Work Association*, p. 262–263, 1998.

ARAUJO, L. S.; RAMOS, H.; COELHO, S. T. Pressure control for leakage minimisation in water distribution systems management. *Water Resources Management*, v. 20, p. 133-149, 2006.

BHAVE, P.R. Node flow analysis of water of water distribution systems. *Transportation Engineering Journal*, v. 107, n. 4, p. 457-467, jul/aug. 1981.

CHEUNG, P.B.; VAN ZYL, J.E.; REIS, L.F.R. Extension of Epanet for pressure driven demand modelling in water distribution system. In: SAVIC, D.A. *et al.* (Ed.). *CCWI 2005 Water Management for the 21st Century*. Exeter, UK: University of Exeter; Centre for Water Systems, 2005. p. 311-316. V. 1. ISBN 0-9539140-2-X.

COELHO, S.T. Performance indicators in water distribution through mathematical modelling. In: IWA WORKSHOP ON PERFORMANCE INDICATORS FOR TRANSMISSION AND DISTRIBUTION SYSTEMS, 1997, Lisbon, Portugal: LNEC, 1997a.

COELHO, S.T. Water quality performance in distribution networks. In: INTERNATIONAL WATER SUPPLY CONGRESS AND EXHIBITION, 21th, IWSA, Madrid, Spain, 1997b.

COELHO, S.T., ALEGRE, H. Indicadores de desempenho de sistemas de saneamento básico. Portugal: LNEC, 1999.

CREACO, E.; FRANCHINI, M.; ALVISI, S. Optimal placement of isolation valves in water distribution systems based on valve cost and weighted average demand shortfall. *Water Resour Manage*, n. 24, p. 4317-4338, 2010.

CROSS, H. (1936). Analysis of flow in networks of conduits or conductors. University of Illinois, *Engineering Experiment Station, Bulletin* nº 286, v. XXXIV, n. 22, Nov., 1936.

CROTTY, P. Selection and definition of performance indicators for water and wastewater utilities. USA: American Water Works Association Research Foundation, 2004.. ISBN: 1-58321-304-X.

CUNHA, M. C.; SOUSA, J. Robust design of water distribution networks for a proactive risk management. *Journal of Water Resources Planning and Management*, v. 136, n. 2, p. 227-236, 2010.

CUNHA, M.C.; SOUSA, J. Water distribution network design optimization: simulated annealing approach. *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, v. 125, n. 4, p. 215-221, 1999.

DI NARDO, A.; DI NATALE, M. A heuristic design support methodology based on graph theory for district metering of water supply networks. *Engineering Optimization*, v. 43, n. 2, p. 193-211, 2011.

EPP, R.; FOWLER, A. G. Efficient code for steady-state flows in networks. *Journal of the Hydraulics Division*, v. 96 (HY1), p. 43-56, 1970.

GERMANOPOULOS, G. A technical note on the inclusion of pressure dependent demand and leakage terms in water supply network models. *Civil Engineering Systems*, v. 2, n. 3, p. 171-179, 1985.

GIUSTOLISI, O.; SAVIC, D. Identification of segments and optimal isolation valve system design in water distribution networks. *Urban Water Journal*, v. 7, n. 1, p. 1-15, 2010.

GOMES, R. A Modelação matemática como ferramenta de gestão e exploração de sistemas de abastecimento de água. 2011. Tese (Doutorado) –

Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade de Coimbra, Coimbra, 2011.

GOMES, R.; MARQUES, A. S.; SOUSA, J. Estimation of the benefits yielded by pressure management in water distribution systems. *Urban Water Journal*, v. 8, n. 2, p. 65-77, 2011.

GOMES, R.; MARQUES, A. S.; SOUSA, J. Decision support system to divide a large network into suitable District Metered Areas. *Water Science & Technology*, IWA Publishing, v. 65, n. 9, p. 1667-1675, 2012.

GUÉRIN-SCHNEIDER, L.; BRUNET, E. Performance indicators for the regulation of the water and sewerage services: the French experience. In: WORLD WATER CONGRESS, Melbourne, 2002. *Proceedings...* Melbourne, Australia: IWA, 2002.

GUPTA, I. Linear programming analysis of water supply system. *AIEE Transactions*, Institute of Industrial Engineers, v. 1, n. 1, p. 56-61, 1969.

GUPTA, R.; BHAVE, P. R. Comparison of methods for predicting deficient-network performance. *Journal Water Resources Planning and Management*, v. 122, n. 3, p. 214-217, 1996.

HANSEN, R. D. Water and Wastewater Systems in Imperial Rome. *Journal of the American Water Resources Association*, v. 19, Issue 2, p. 263-269, 1983.

HAYUTI. M.H.; BURROWS, R.; NAGA, D. Modelling water distribution systems with deficient pressure. *Water Management*, v. 160, n. 4, p. 215-224, 2007.

JOWITT, P. W.; XU, C. Optimal valve control in water distribution networks. *Journal of Water Resources Planning and Management*, v. 116, n. 4, p. 455-472, 1990.

JUN, H.; LOGANATHAN, G. V. Valve-controlled segments in water distribution systems. *Journal of Water Resources Planning and Management*, v. 133, n. 2, p. 145-155, 2007.

KUN, O. B.; TALIB, S. A.; REDZWAN, G. Establishment of performance indicators for water supply services industry. *Malaysian Journal of Civil Engineering*, v. 19, n. 1, p. 73-83, 2007.

- LAFFERTY, A. K.; LAUER, W. C. Benchmarking – Performance indicators for water and wastewater utilities: survey data and analyses report. USA: American Water Works Association, 2005. ISBN: 1-58321-366-X.
- LAMBERT, A. O. What do we know about pressure: Leakage relationships in distribution systems? In: CONFERENCE ON SYSTEM APPROACH TO LEAKAGE CONTROL AND WATER DISTRIBUTION SYSTEMS MANAGEMENT, 2001. *Proceedings...* Brno, Czech Republic: IWA, 2001.
- LI, P.-H.; KAO, J.-J. Segment-based vulnerability analysis system for a water distribution network. *Civil Engineering and Environmental Systems*, v. 25, n. 1, p. 41-58, 2008.
- MARTIN, D.W.; PETERS, G. The application of Newton's method to network analysis by digital computer. *Journal of the Institute of Water Engineers*, v. 17, p. 115-129, 1963.
- MCKENZIE, R.; LANGENHOVEN, S. *PRESMAC User guide*. South Africa Water Research Commission, WRC Report TT 152/01, 2001.
- MOODY, L.F. Friction factors for pipe flow. *Trans. The American Society of Mechanical Engineers*, v. 66, p. 671-678, 1944.
- MORRISON, J.; TOOMS, S.; ROGERS, D. District Metered Areas, Guidance Notes. International Water Association (IWA), Specialist Group on Efficient Operation and Management of Urban Water Distribution Systems, Water Loss Task Force, 2007.
- MURANHO, J. *et al.* Water Net Gen – An EPANET extension for automatic water distribution networks models generation and pipe sizing. *Water Science and Technology: Water Supply*, v. 12, n. 1, p. 117-121, 2012.
- MURANHO, J. Gestão de sistemas de abastecimento de água, geração de modelos, dimensionamento e avaliação de desempenho. 2012. Tese (Doutoramento) - Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra, 2012.
- NICOLINI, M.; ZOVATTO, L. Optimal location and control of pressure reducing valves in water networks. *Journal of Water Resources Planning and Management*, v. 135, n. 3, p. 178-187, 2009.
- OSTFELD, A. Reliability analysis of regional water distribution systems. *Urban Water*, v. 3, p. 253-260, 2001.
- OZGER, S. S.; MAYS, L. W. A semi-pressure-driven approach to reliability assessment of water distribution networks. *Proceedings of the 30th IAHR CONGRESS*, 2003, Thessaloniki.
- PERELMAN, L.; OSTFELD, A. Topological clustering for water distribution systems analysis. *Environmental Modelling & Software*, v. 26, p. 969-972, 2011.
- PRESS, W.H.; TEUKOLSKY, S.A.; VETTERLINGE, W.T.; FLANNERY, B.P. Numerical recipes. In: C: The art of scientific computing 2. ed.. New York, USA: Cambridge University Press, 1992.
- PUUST, R.; KAPELAN, Z.; SAVIC, D.; KOPPEL, T. A review of methods for leakage management in pipe networks. *Urban Water Journal*, v. 7, n. 1, p. 25-45, 2010.
- QUADROS, S.; ROSA, M.J.; ALEGRE, H.; SILVA, C. A performance indicators system for urban wastewater treatment plants. *Water Science & Technology*, v. 62, n. 10, p. 2398-2407, 2010.
- RAMOS, H.; TAMMINEN, S.; COVAS, D. Water supply system performance for different pipe materials. Part I: Water quality analysis. *Water Resources Management*, v. 23, n. 2, p. 367-393, 2009.
- REIS, L. F. R.; PORTO, R. M.; CHAUDHRY, F. H. Optimal location of control valves in pipe networks by genetic algorithm. *Journal of Water Resources Planning and Management*, v. 123, n. 6, p. 317-326, 1997.
- ROSSMAN, L.A. Discussion of Solution for water distribution systems under pressure-deficient conditions by Ang and Jowitt. *Journal of Water Resources Planning and Management*, v. 133, n. 6, p. 566-567, 2007.
- SÁ MARQUES, J.A.; SOUSA, J.J. Formula de Colebrook-White – Velha mas actual. Soluções explícitas. In: SIMPÓSIO DE HIDRÁULICA E RECURSOS HÍDRICOS DOS PAÍSES DE LÍNGUA OFICIAL PORTUGUESA, 3., 1997, Maputo,

Moçambique. *Anais...* Maputo: SILUSBA, 1997. (CD-ROM).

SÁ MARQUES, J. A.; SOUSA, J.J. Hidráulica urbana – Sistemas de abastecimento de água e de drenagem de águas residuais. 3. ed.. Coimbra: Imprensa da Universidade de Coimbra, 2011. ISBN: 978-989-26-0124-3.

SEMPEWO, J.; PATHIRANA, A.; VAIRAVAMOORTHY, K. Spatial analysis tool for development of leakage control zones from the analogy of distributed computing. In: ANNUAL WATER DISTRIBUTION SYSTEMS ANALYSIS CONFERENCE, 10., Aug., 2008, South Africa. *Proceedings...* Kruger National Park, South Africa: WDSA, 2008.

SOUSA, J.; CUNHA, M.C.; SÁ MARQUES, J.A. (2005). Simulated annealing reaches “Anytown”. *proceedings of the International Conference On Computing And Control For The Water Industry*, Exeter, UK, 2005.

SOUSA, J.J. Modelos de apoio à decisão para o dimensionamento e a operação de sistemas de abastecimento de água. 2006. Tese (Doutorado) - Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra, 2006.

TABESH, M.; ASADIYANI, A. H.; BURROWS, R. (2009). An integrated model to evaluate losses in water distribution systems. *Water Resources Management*, v. 23: 477-492, 2009.

TABESH, M.; DOLATKHAHI, A. Effects of pressure dependent analysis on quality performance assessment of water distribution networks. *Iranian Journal of Science & Technology, Transaction B, Engineering*, v. 30 (B1), p. 119-128, 2006.

TABESH, M.; TANYIMBOH, T.; BURROWS, R. Head-driven simulation of water supply networks. *International Journal of Engineering – Transactions A: Basics*, v. 15, n. 1, p. 11-22, 2002.

TANYIMBOH, T.T.; TEMPLEMAN, A.B. Seamless pressure-deficient water distribution system model. *Water Management*, v. 163, n. 8, p. 389-396, 2010.

TANYIMBOH, T.T.; SETIADI, Y. Calculating maximum entropy flows in networks. *Journal Operational Research Society*, v. 44, n. 4, p. 383-396, 1993a.

TANYIMBOH, T.T.; TEMPLEMAN, A.B. Maximum entropy flows for single source networks. *Engineering Optimization*, v.22, n. 1, p. 49-63, 1993b.

TANYIMBOH, T.T.; SETIADI, Y. Sensitivity analysis of entropy-constrained designs of water distribution systems. *Engineering Optimization*, v. 40, n. 5, p. 439-457, 2008.

TODINI, E. A more realistic approach to the “extended period simulation” of water distribution networks. In: MAKSIMOVIC, C.; BUTLER, D.; MEMON, F. A. (Ed.). *Advances in water supply management*. Lisse, The Netherlands: Balkema, 2003. p. 173–184.

TODINI, E. Towards realistic extended period simulations EPS in looped pipe network. *Proceedings of the 8th Annual Int. Symp. On Water Distribution Systems Analysis*, Reston, Va.: ASCE, 2006. (CD-ROM),

TODINI, E.; PILATI, S. A gradient method for the analysis of pipe networks. *Proceedings of the International Conference on Computer Applications for Water Supply and Distribution*, Leicester Polytechnic, UK. September 8-10, 1987.

TODINI, E.; PILATI, S. A gradient algorithm for the analysis of pipe networks. In: COULBECK, B.; ORR, C. H. (Ed.). *Computer Applications in Water Supply, Volume 1 - System analysis and simulation*. London: John Wiley & Sons, 1988. p. 1-20.

TODINI, E. Unmetododel gradiente per la verifica delleretiidrauliche. *Bollettino degli Ingegneri della Toscana*, v.11, p. 11-14, 1979.

TUCCIARELLI, T.; CRIMINISI, A.; TERMINI, D. Leak analysis in pipeline systems by means of optimal valve regulation. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 125, n. 3, p. 277-285, 1999.

VAN DER WILLIGEN, F. Dutch experience and viewpoints on performance indicators. IWA Workshop on Performance Indicators for Transmission and Distribution Systems, May 5-7, Lisbon, Portugal: LNEC, 1997.

VAIRAVAMOORTHY, K.; LUMBERS, J. Leakage reduction in water distribution systems: optimal valve control. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 124, n. 11, p. 1146-1154, 1998.

WEISBERG, S. *Applied linear regression*. 2. ed. New York: J. Wiley & Sons, 1985.

WOOD, D. J. An explicit friction factor relationship. *Civil Engineering*, ASCE, v. 36, n. 12, p. 60-61, 1966.

WOOD, D.J.; CHARLES, C.O. Hydraulic network analysis using linear theory. *Journal of Hydraulics Division*, ASCE, v. 98, n. 7, p. 1157-1170, 1972.

WU, Z.; SAGE, P.; TURTLE, D. Pressure-dependent leak detection model and its application to a district water system. *Journal of Water Resources Planning and Management*, v.136, n. 1, p. 116-128, 2010.

WU, Z. Y.; WALSKI, T. M. Pressure dependent hydraulic modelling for water distribution systems under abnormal conditions. *Proceedings of the World Water Congress*, Beijing, China, IWA, 2006. (CD-ROM).

WU, Z. Y. *et al.* Efficient pressure dependent demand model for large water distribution system analysis. 8th Annual International Symposium on Water Distribution System Analysis, 2006, Cincinnati, Ohio, (CD-ROM)

WU, Z. Y.; SIMPSON, A.R. Messy genetic algorithms for optimization of water distribution systems. Research Report R140. Adelaide, Australia: Department of Civil and Environmental Engineering, The University of Adelaide, 1996.

WU, Z. Y.; SIMPSON, A.R. Competent genetic-evolutionary optimization of water distribution systems. *Journal of Computing in Civil Engineering*, ASCE, v. 15, n. 2, p.. 89-101, 2001

WU, Z. Y. Discussion of "Solution for water distribution systems under pressure-deficient conditions" by Ang & Jowitt (2006). *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, v. 133, n. 6, p. 567-568, 2007.

YANG, K.-P.; LIANGi, T.; WU, I-P. Design of conduit systems with diverging branches. *Journal of Hydraulics Division*, ASCE, v. 101, n. 1, p. 167-188, 1975.

YANG, K.-P.; LIANGi, T.; WU, I-P. Design of conduit systems with diverging branches. *Journal of Hydraulics Division*, ASCE, v. 101, n. 1, p. 167-188, 1975.

YANG, Q. (1988). Optimization of urban water distribution systems. In: COULBECK, B.; ORR, C. H. (Ed.). *Computer applications in water supply*: Vol. 2 – Systems optimization and control. U.K. Research Studies Press, 1988. p. 259-278. ISBN: 0-471-91784-2.