

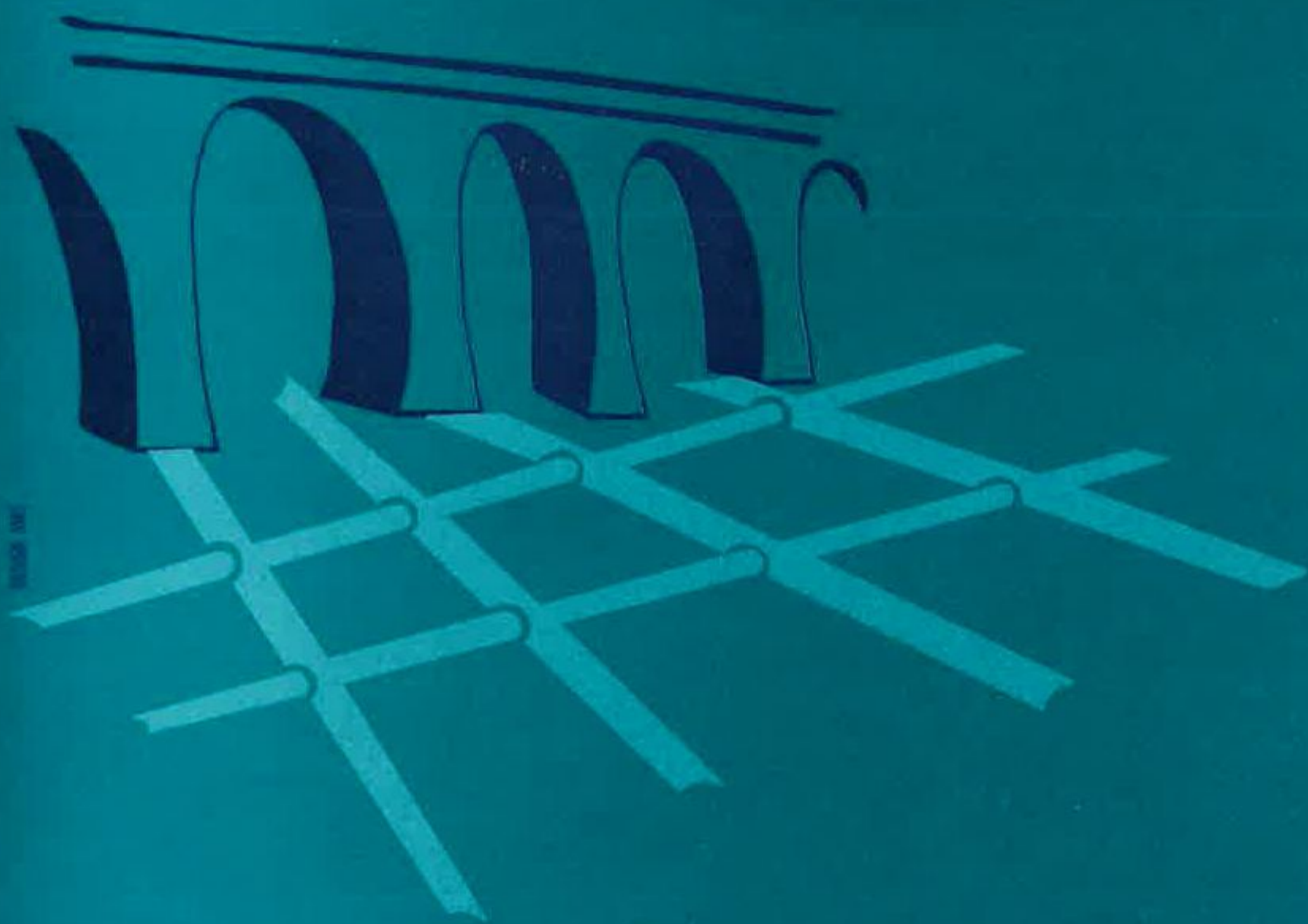
VII ENaSB

ENCONTRO NACIONAL DE SANEAMENTO BÁSICO

COIMBRA 14 A 16 DE FEVEREIRO DE 1996

VOLUME I

Temas Gerais / Tema Especial



VII ENaSB

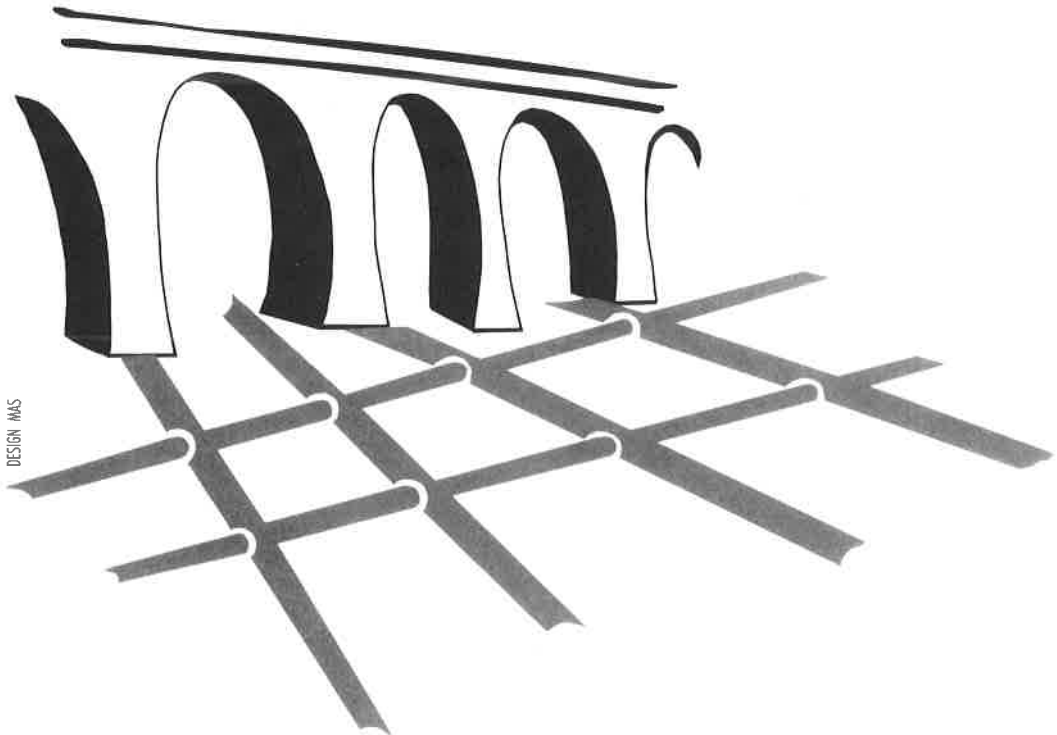
ENCONTRO NACIONAL DE SANEAMENTO BÁSICO

COIMBRA 14 A 16 DE FEVEREIRO DE 1996

VOLUME I

Temas Gerais / Tema Especial

Editores J.L.M.P.de Lima
J.S.Antunes do Carmo
J.M.Abreu



DESIGN MAS

DEC/ FCTUC
DEPARTAMENTO DE
ENGENHARIA CIVIL DA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

apesb
ASSOCIAÇÃO PORTUGUESA
PARA ESTUDOS DE
SANEAMENTO BÁSICO

Impressão

Comissão de Coordenação da Região Centro

VII ENaSB

ENCONTRO NACIONAL DE SANEAMENTO BÁSICO

COIMBRA, 14 a 16 de Fevereiro de 1996

REALIZAÇÃO:

APESB - Associação Portuguesa para Estudos de Saneamento Básico

ORGANIZAÇÃO:

DEC/FCTUC - Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da
Universidade de Coimbra

COMISSÃO ORGANIZADORA:

- João Pedroso de Lima (DEC/FCTUC) (Presidente)
- João Gomes Rebelo (CCRC)
- José Antunes do Carmo (DEC/FCTUC)
- António Machado Relvão (DRARN)
- José Manuel Abreu (DEC/FCTUC)
- António Serra Pacheco (SMASC)
- António Albuquerque APESB
- José Coutinho (DEC/FCTUC)

VII ENaSB

ENCONTRO NACIONAL DE SANEAMENTO BÁSICO

COIMBRA, 14 a 16 de Fevereiro de 1996

ENTIDADES PATROCINADORAS:

A Comissão Organizadora do ENaSB agradece a colaboração das seguintes entidades:

- Universidade de Coimbra
- CCRC - Comissão de Coordenação da Região Centro
- JNICT - Junta Nacional de Investigação Científica e Tecnológica
- Fundação Calouste Gulbenkian
- Câmara Municipal de Coimbra
- Serviços Municipalizados de Água e Saneamento de Coimbra
- Ministério do Ambiente e Recursos Naturais - Direcção Geral do Ambiente
- Governo Civil de Coimbra
- BNU - Banco Nacional Ultramarino

CORPOS SOCIAIS DA APESB PARA O BIÊNIO 1995-1996

ASSEMBLEIA GERAL:

Presidente: Pedro Celestino da Costa

Secretários: A. Barata Tavares

A. Campilho Gomes

CONSELHO DIRECTIVO:

Presidente: Rafaela de Saldanha Matos

Vice-Presidentes: António Lobato Faria

Jorge Monteiro

Tesoureiro: João Feijó Delgado

Secretário: António Albuquerque

CONSELHO FISCAL:

Presidente: Fernando Coutinho de Vasconcelos

Vogal: António Corte Real Frazão

Vogal: Pedro Ferreira

MENSAGEM DO CONSELHO DIRECTIVO DA APESB

Este VII Encontro Nacional de Saneamento Básico que a APESB mais uma vez promove tem, pela primeira vez, como cenário a Região Centro do País e como organizador a Universidade de Coimbra através do seu Departamento de Engenharia Civil. A Comissão Organizadora, como tem sido regra, inclui elementos do promotor, dos organizadores e outros particularmente interessados, contando com significativo apoio de várias entidades oficiais.

É particularmente significativo o interesse demonstrado pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra na realização deste encontro técnico-científico nas suas próprias instalações, permitindo concretizar o interesse da APESB em diversificar a promoção dos seus Encontros em vários pontos do país, como forma de intercâmbio mais enriquecedor, permitindo o reconhecimento dos múltiplos problemas gerais mas também específicos das nossas regiões e o contributo e a solidariedade de vários especialistas para a sua resolução. O distrito de Coimbra e a Região Centro, em geral, constituem, sem dúvida, polos paradigmáticos de grande desenvolvimento em que a gestão dos problemas ligados ao saneamento básico, ao controlo da poluição de origem doméstica e industrial e à protecção ambiental das águas superficiais e subterrâneas representa importantes desafios e compromissos.

Exige-se, cada vez mais, um contínuo, convergente e coeso esforço de desenvolvimento da tecnologia nacional, a par de uma capacidade técnica e operacional de a pôr em prática, o que implica abertura ao diálogo, formação e divulgação permanente e uma maior articulação entre os resultados da investigação e do ensino com a indústria, os serviços e os utilizadores, para o que, cremos, estes Encontros podem e devem contribuir.

Esta é, também, uma data especial para a APESB, já que se comemora a passagem de uma década sobre a realização do 1º Encontro Nacional de Saneamento Básico, em Lisboa, em 1986. A continuidade da realização destes Encontros, com o mesmo entusiasmo e de forma sempre participada, cobrindo um leque cada vez mais alargado de profissionais do sector, é bem elucidativo do interesse que continuam a despertar e, cremos, do importante contributo para um melhor saneamento básico e ambiente em Portugal.

À Comissão Organizadora e em especial ao seu Presidente, Prof. João Pedroso de Lima, são devidos os maiores agradecimentos da nossa parte.

PREFÁCIO

Estes dois volumes contêm as comunicações apresentadas no VII Encontro Nacional de Saneamento Básico (VII ENaSB) realizado em Coimbra nos dias 14 a 16 de Fevereiro de 1996 (Volume I - Temas Gerais e Tema Especial; Volume II - Paineis).

O VII Encontro Nacional de Saneamento Básico foi promovido pela Associação Portuguesa para Estudos de Saneamento Básico (APESB) e organizado pelo Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

O conteúdo temático dos dois volumes é muito amplo e reflecte a importante actividade que se desenvolve em Portugal nos domínios das Águas de Abastecimento, Águas Residuais e Resíduos Sólidos, Análise e Reabilitação de Sistemas de Saneamento Básico e Sistemas de Informação Geográfica. Incluem-se igualmente comunicações apresentadas por autores estrangeiros no âmbito dos Temas Gerais do Encontro e por especialistas de prestígio internacional que participaram nas sessões plenárias do Tema Especial.

Todos os trabalhos publicados foram reproduzidos directamente dos originais remetidos pelos autores. Nesta conformidade, os organizadores não podem aceitar qualquer responsabilidade pelo seu conteúdo.

Finalmente, a organização quer agradecer a todos os que colaboraram na realização do Encontro, em particular aos coordenadores do Tema Especial e dos Paineis e aos autores das comunicações.

A Comissão Organizadora

ÍNDICE

TEMAS GERAIS

LEGISLAÇÃO E NÍVEIS DE SERVIÇO

Exploração de sistemas de saneamento básico – A. Machado Relvão, A. Martins Canas e A. Soares Martins.....	5
Uma proposta de infra-estrutura laboratorial para análises no sector do ambiente – Margarida F. Mesquita, Margarida C. de Barros e Paula Vieira.....	13
Avaliação de níveis de serviço de saneamento básico – Um passo importante rumo à melhoria de qualidade – Helena Alegre...	23
Níveis de serviço com vista a um desenvolvimento sustentável – António Lobato de Faria, Mário Humberto de Faria, Adelino Silva Soares, João Gomes de Sousa e Luís Valadares Tavares.....	33
Um sentido empresarial na gestão estratégica e integrada da água – João Carlos da Gama Dias Pacheco.....	43

ÁGUAS DE ABASTECIMENTO

Regimes transitórios em condutas elevatórias. Parte I – Modelo elástico versus modelo rígido – José M. Abreu e Enrique Cabrera.....	55
Regimes transitórios em condutas elevatórias. Parte II – Metodologia aproximada baseada no modelo rígido. José M. Abreu e Enrique Cabrera.....	65
Análise de transitórios em sistemas complexos. Exemplos – José M. Abreu e Enrique Cabrera.....	75
DYAGATS-Simulación mediante ordenador personal de transitorios hidráulicos en sistemas simples – J. Izquierdo, P. Iglesias y E. Cabrera.....	85
DYAGATS-Transitorios hidráulicos en sistemas simples. Tests y ejemplos – J. Izquierdo, P. Iglesias y E. Cabrera.....	95
Influência da variação do factor de atrito no estudo dos regimes variáveis em pressão – Jorge M. P. Amado e José Alfeu de Sá Marques.....	105

Método globalmente convergente para análise de sistemas de distribuição de água – Joaquim J. O. Sousa e José Alfeu de Sá Marques.	115
Informatização do cadastro do sistema de distribuição de água da EPAL. Metodologia de implementação e evolução. Parte A – Eduardo Ribeiro de Sousa, Ulisses Lages da Silva, Eduardo Marreiros e Carlos Godinho.	125
Informatização do cadastro do sistema de distribuição de água da EPAL. Metodologia de implementação e evolução. Parte B – Eduardo Ribeiro de Sousa, Ulisses Lages da Silva, Eduardo Marreiros e Carlos Godinho.	135
Dimensionado económico de redes ramificadas: (I) Fundamentos teóricos – Rafael Pérez y Fernando Martínez.	145
Dimensionado económico de redes ramificadas: (II) Aplicación: Programa DIOPRAM – Rafael Pérez y Fernando Martínez.	155

ÁGUAS RESIDUAIS

Controlo de descargas de sistemas de drenagem unitários como medida de protecção de recursos hídricos superficiais – José Manuel de Saldanha Gonçalves Matos e Luis Alberto da Cruz David.	167
Modelação hidráulica em colectores de sistemas urbanos de drenagem – A. Freire Diogo, E. Ribeiro de Sousa, Victor M. Graveto e F. Seabra Santos.	177
Influência da vegetação aquática em canais de drenagem de águas pluviais – Helena C. V. S. P. Morais, Fernanda A. S. Silva e João L. M. P. de Lima	187
Saneamento da Costa do Estoril – Objectivos e resultados – P. Celestino da Costa, M. L. Bénard Guedes, J. Saldanha Matos e Soares Pereira.	197
Reabilitação de sistemas de drenagem urbana: I. Metodologia e aplicação a um caso de estudo – Maria do Céu Almeida, Ilídia Pinheiro, Adriana Cardoso e Rafaela Matos.	207
Reabilitação de sistemas de drenagem urbana: II. Participação de uma entidade gestora na aplicação de novas metodologias – J. M. Santos Jorge, Conceição Granger Rodrigues, V. Lima Araújo, Sofia Ferreira, Ana Monteiro e Fernando Fernandes.	217
O emissário principal do rio Leça: Uma contribuição para a sua despoluição – Francisco Taveira Pinto e José Tentúgal Valente.	227
Sistemas de renovação de tubagem Compact-Pipe – Pedro Miroto.	237

Estações de tratamento de águas residuais ultra-compactas pré-fabricadas: uma experiência inovadora de colaboração entre a Universidade e a Empresa – Fernando J. Seabra Santos.....	243
Saneamento de S. Pedro de Moel: Rede e destino final – P. Celestino da Costa, M. L. Bénard Guedes e Madalena Oliveira.....	253
Tratamento de águas residuais pelo terreno ETAR de S. Pedro de Moel – Ana Cristina Gomes e Pedro Celestino da Costa.....	261
Caracterização das explorações de suinicultura relativamente aos sistemas de protecção ambiental – Józse Roberto Bicudo e António Albuquerque.....	271
Estações compactas pré-fabricadas para tratamento de efluentes de lagares de azeite – Paulo A. L. Fernandes e Fernando J. Seabra Santos.....	181
Experience in the development of economical sludge strategies against legislative and economic developments in Europe – Peter Wilkinson.....	291
Effect of pre-precipitation on nutrient removal and wastewater composition – K. Kujawa, P. J. Roeleveld, A. Klapwijk and J. H. Rensink.....	301
Algumas reflexões sobre o tratamento de esgotos na Beira Interior Norte – Luís Manuel Fonseca Pereira.....	311
Tratamento de efluentes de elevadas cargas orgânicas em digestores do tipo "Fluxo-Pistão" – Jorge Quintas.....	317
Sistema de esgotos de Alcanena – J. N. Valente Gonçalves, A. Gama, J. F. Delgado, Ana Cristina Gomes e P. Celestino da Costa.....	327
Necessidade e viabilidade da utilização de águas residuais para irrigação agrícola em Portugal – Maria Helena F. Marecos do Monte.....	337
Viabilidade económica da utilização de águas residuais para irrigação agrícola em Portugal – Maria Helena Marecos do Monte.....	347
Sistema de esgotos de Lisboa: Objectivos e resultados – P. Celestino da Costa.....	357
Sistema de esgotos da cidade do Funchal – João Paulo Feijó Delgado, P. Celestino da Costa.....	367
Sistema de informação geográfica da drenagem de águas residuais e pluviais da cidade de Lisboa – Parte A – Eduardo Ribeiro de Sousa, Conceição Granger, Ulisses Lages da Silva e José António Pestana.....	373

Sistema de informação geográfica da drenagem de águas residuais e pluviais da cidade de Lisboa – Parte B – Eduardo Ribeiro de Sousa, Conceição Granger, Ulisses Lages da Silva e José António Pestana.	381
---	-----

RESIDUOS SÓLIDOS

O problema dos R.S.U. na Região Centro: Contributos para uma solução – Luís Leal Lemos e António Pais Antunes.	393
A Compostagem como estratégia para redução e valorização de resíduos poluentes – A. C. Cunha Queda, E. Almeida Duarte e L. S. Campos.	403
Caracterização física dos resíduos sólidos urbanos produzidos nas áreas dos concelhos de Cascais, Oeiras e Sintra – Teresa M. G. Hilário e M. J. Souteiro Gonçalves.	409
Energy from landfill gas – Harry Wyndham.	419
Resíduos perigosos: Estudo do transporte e localização de centrais de tratamento com a implementação computacional de um sistema de apoio à decisão – João Manuel Coutinho Rodrigues.	427

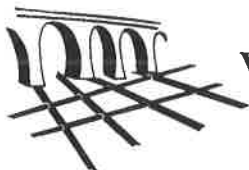
TEMA ESPECIAL

Análise e Reabilitação de Sistemas de Saneamento Básico

Diagnóstico e reabilitação de sistemas de saneamento básico: A situação em Portugal e a necessidade de reabilitação – Jaime Melo Baptista.	439
Diagnóstico de sistemas de abastecimento de água – Helena Alegre.	457
Diagnóstico de sistemas de drenagem de águas residuais – Rafaela de Saldanha Matos	479
Rehabilitation policies of urban water distribution systems of Germany – Wolfram Hirner.	505
New and emerging rehabilitation technologies and their case studies in the UK – Ruth Allen.	527

TEMAS GERAIS

Legislação e Normalização



VII ENaSB - Encontro Nacional de Saneamento Básico
Coimbra - 14 a 16 de Fevereiro de 1996

EXPLORAÇÃO DE SISTEMAS DE SANEAMENTO BÁSICO

Relvão, A. Machado¹, Canas, A. Martins², Martins, A. Soares³

Centro de Serviços do Ambiente - CESAB

Coimbra , Portugal

RESUMO

Na presente comunicação é apresentada uma experiência realizada na Região Centro com a criação de um Centro de Serviços do Ambiente (CESAB) vocacionado para dar apoio às Autarquias Locais - responsáveis pelo sector do Saneamento Básico - no controlo da qualidade da água e do funcionamento dos órgãos dos sistemas públicos de abastecimento de água, no controlo do funcionamento das ETAR's e do funcionamento dos sistemas de deposição de resíduos sólidos urbanos.

¹ Eng^o Civil - Director dos Serviços da Água de Coimbra.

² Eng^o Civil- Director-Delegado dos Serviços Municipalizados de Aveiro.

³ Eng^o Ambiente - Técnico CESAB

1. INTRODUÇÃO

A Região Centro com uma área de 23 271 Km² e cerca de 1,95X10⁶ habitantes apresenta uma acentuada redução da população do Interior 49 hab/km² e uma ligeira concentração na Sub-Região Litoral (160 hab/Km²).

Em Portugal, nas últimas décadas assistiu-se a um aumento considerável na implementação de infraestruturas de saneamento básico, nomeadamente nas componentes de abastecimento da água, drenagem e tratamento das águas residuais.

Este aumento verificou-se essencialmente nos centros urbanos de grandes dimensões e nos pequenos aglomerados do Interior com a proliferação de pequenos sistemas cuja exploração é difícil e cara.

Os níveis de atendimento no domínio do saneamento básico da Região Centro são ainda insuficientes, quer do ponto de vista quantitativo, quer no qualitativo não obstante os elevados investimentos que têm sido realizados nos últimos anos.

A Região Centro possui um grande número de autarquias que demonstram carecer de apoio no saneamento básico em face das deficiências que apresentam na exploração, controle e funcionamento das ETA's e ETAR's :

- autarquias com rápido crescimento urbano e industrial (Zona Litoral) sem acompanhamento do devido crescimento das infraestruturas de saneamento básico.
- autarquias com grande número de pequenos aglomerados (Zona Interior) a par de populações dispersas sem dimensão suficiente para rentabilizar os serviços técnicos.

Pois a situação em termos de gestão e exploração de sistemas de saneamento básico da Região Centro ainda não pode ser considerada, de forma alguma, positiva.

Efectivamente, poder-se-ão referir vários aspectos negativos a saber:

- as situações de evidentes atrasos na exploração dos sistemas de saneamento básico na Região Centro.
- o rápido crescimento urbano e industrial de alguns municípios onde não foi acompanhado do devido crescimento de infraestruturas de saneamento básico.
- a reduzida dimensão de um grande número de autarquias as quais não possuem dimensão suficiente para rentabilizarem serviços técnicos especializados.
- a degradação da qualidade da água para abastecimento e dos mananciais de água em geral.

Tornou-se evidente que era necessário dedicar uma atenção especial à situação das infraestruturas do saneamento básico na Região Centro, não só pela sua importância em termos sociais e económicos mas sobretudo pelas suas consequências na saúde pública, tendo sido esta uma das principais razões da criação do Centro de Serviços do Ambiente - CESAB.

2. Vocação do Centro de Serviços do Ambiente - CESAB

O Centro de Serviços do Ambiente - CESAB, é uma Associação Técnica e Científica, de interesse público e direito privado, sem fins lucrativos, criada em 1991 pela Comissão de Coordenação da Região Centro, Direcção Regional do Ambiente e Recursos Naturais do Centro, alguns Institutos e Associações Industriais e diversas autarquias da Região Centro.

Estando vocacionado para o apoio técnico a Câmaras e Empresas da Região Centro que careçam de apoio na área do saneamento básico.

No âmbito do apoio prestado ou a prestar destacam-se as seguintes funções:

- controlo da qualidade de água destinada a consumo humano;
- controlo dos sistemas de drenagem e tratamento de águas residuais;
- prestação de serviços a terceiros;
- auditorias a ETA's e ETAR's.

Assumindo as seguintes formas:

a)

- controlo de qualidade nas origens da água, na rede e nos consumidores, no cumprimento da legislação ambiental (Decreto Lei nº 74/90);
- através da colheita de amostras e análises de águas e elaboração de relatórios técnicos de apoio;
- assistência técnica à gestão de redes (pressão, velocidade, perdas, Etc.);
- controlo e gestão de ETA's.

b)

- controlo de qualidade das águas residuais, no cumprimento da legislação ambiental (Decreto Lei nº 74/90 e Directiva Comunitária 91/271/CEE);
- estudo de diagnóstico de sistemas;
- estudo e análise do funcionamento dos órgãos das ETAR's;
- controlo e afinação de equipamentos;
- recolha de amostras, realização de análises dos efluentes e elaboração de relatórios técnicos de apoio;
- controlo e gestão de ETAR's.

c)

- assessoria técnica;
- apreciação de propostas de concepção/construção na área do saneamento.

d)

- exploração e reabilitação dos sistemas existentes;
- análise e realização de estudos de impacte técnico-económico de soluções alternativas;
- audição e estudos de efluentes a admitir nas ETAR's;
- ensaios e certificação de novas tecnologias de reabilitação;
- estudos de viabilidade económica.

3. ACTIVIDADES DESENVOLVIDAS

A necessidade e importância do CESAB está patente na adesão de mais de 40 Associados e no controlo de cerca de 800 sistemas de abastecimento e várias dezenas de ETAR's Municipais (mapa 1).

Com as vantagens de se possibilitar um bom serviço que garante aos Associados análises e apoio no controlo do funcionamento dos sistemas de abastecimento de água nomeadamente:

- definição dos locais de amostragem, dos parâmetros e da frequência das análises;
- fornecimento de relatórios técnicos respeitantes às mesmas;
- possibilidade de recolha das amostras com grande flexibilidade de horários.

O CESAB efectua relatórios técnicos com propostas de medidas de correcção das situações negativas que foram sendo verificadas, tendo acompanhado a sua implementação no terreno. Desta actuação resultou uma clara melhoria da água distribuída pelos Associados do CESAB (quadro 1).

Já no que se refere ao controlo das ETAR's não foi conseguido o mesmo êxito por menor sensibilização das Autarquias para estas questões (quadro 2).

4. PERSPECTIVAS FUTURAS

No campo do controle de qualidade de água para consumo humano perspectiva-se a revisão a curto prazo da Directiva 80/778/CEF referente à qualidade de água para consumo humano.

Dessa revisão surgirão novas exigências quanto ao controle de determinados parâmetros relativos às substâncias tóxicas e perigosas, nomeadamente produtos fito farmacêuticos, precisando os estados membros de adaptarem os seus laboratórios ao controle de um cada vez maior número destes parâmetros.

Se para a realização das análises que se poderiam considerar já de rotina, tem havido todas as dificuldades atrás enunciadas fácil é perspectivar as inúmeras dificuldades que os distribuidores de água - particularmente os pequenos Municípios irão ter com as novas exigências.

É assim que a existência de um Centro de Serviços, como é o CESAB, mais se justificará, pelo apoio técnico especializado que poderá prestar a todos os seus Associados nesta área.

Para responder a mais esta solicitação já há algum tempo que o CESAB tem estado a preparar a aquisição de novos equipamentos laboratoriais encarando a possibilidade de contratação de novos técnicos ou aquisição de serviços de consultoria com especialistas nestas matérias.

No que concerne ao saneamento é notório o esforço de desenvolvimento deste sector, sendo particularmente sentida a necessidade de uma maior atenção na avaliação e controle do funcionamento das ETAR.

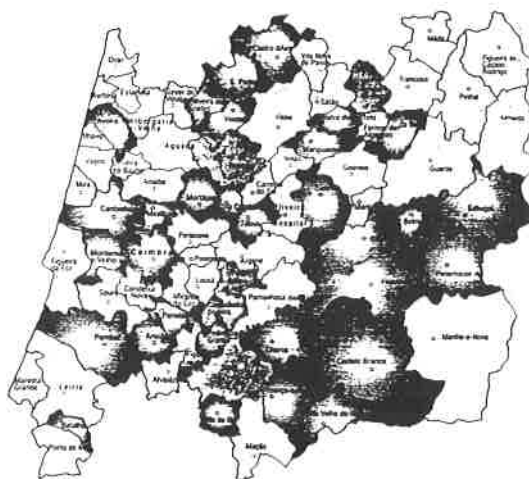
Não obstante a qualidade do Serviço prestado pelas ETAR's a nível global do país, ter sofrido algumas melhorias entre 1981 e 1990, registam-se ainda assim situações insatisfatórias, conforme o quadro 2 identifica.

É hoje notório que para além da necessidade de construção de muitas novas ETAR há necessidade de se proceder à recuperação de muitas das construídas nas décadas de 70 e 80, as quais ou por já se encontrarem desactualizadas/subdimensionadas ou, particularmente por falta de exploração adequada, têm vindo a degradar-se, encontrando-se com frequência em situação de mau funcionamento.

Há medida que os serviços de administração central têm vindo desenvolvendo esforços de controle dos efluentes saídos destas ETAR, tem crescido nos municípios a sensibilização relativamente à necessidade de recuperação e instalação de adequados esquemas de exploração destes órgãos apoiados em operadores com formação.

Apesar do baixo número de operadores com formação profissional, tem havido um razoável interesse na frequência dos poucos cursos que se têm feito no país, para operadores de estações de tratamento de águas residuais¹. Também neste sector o CESAB poderá prestar um contributo importante aos seus associados, quer no controle do funcionamento das ETAR e execução de análises de águas residuais, quer na execução de auditorias ao funcionamento das ETAR que apresentem baixos rendimentos e/ou elevada degradação, quer finalmente na preparação de operadores formando-os adequadamente para a exploração e conservação das suas ETAR.

¹Nomeadamente alguns dos realizados em conjunto pelo CEFA de Coimbra e pelo CESAB.



■ Origem dos Associados CESAB

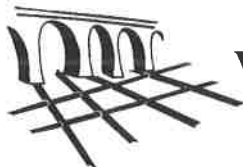
Mapa 1

Quadro 1
Águas para Consumo Humano

Ano	Nº Sistemas Controlados	Nº de Análises Efectuadas			Amostras impróprias para Consumo Humano (%)
		G1	G2	G3	
1994	300	590	260	90	15
1995	800	1980	640	100	9

Quadro 2
Águas Residuais

Ano	Nº ETAR's Controladas	Nº de Análises efectuadas	Análises que não cumpriram a Legislação (%)
1994	8	16	80
1995	35	80	70



Uma Proposta de Infra-estrutura Laboratorial para Análises no Sector do Ambiente

Margarida F.Mesquita¹, Margarida C. de Barros², Paula Vieira¹

1 Núcleo de Hidráulica Sanitária, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa
2 Direcção de Serviços de Recursos Hídricos, Instituto da Água, Lisboa, Portugal

RESUMO

São enormes as necessidades analíticas que decorrem da aplicação da legislação e das exigências de informação para um planeamento e gestão dos recursos ambientais. Para que os organismos do Estado possam cumprir as inúmeras tarefas que lhe estão atribuídas neste domínio, há necessidade de criar uma infra-estrutura laboratorial, flexível e dinâmica, tutelada pelo MARN vocacionada para dar resposta a estudos e vigilância da qualidade na vertente água e resíduos sólidos. A infra-estrutura proposta inclui cinco laboratórios regionais dependendo formal e hierarquicamente de uma “unidade de coordenação”, aos quais serão adstritos laboratórios satélite. Esta rede deverá ter, em conjunto com laboratórios exteriores (oficiais ou privados), capacidade de resposta a todas as necessidades analíticas do sector ambiente. Como única forma de assegurar a fiabilidade e comparabilidade da informação produzida cada laboratório deverá operar no âmbito de um sistema de garantia da qualidade.

1. INTRODUÇÃO

1.1 Exigências e competências definidas pela legislação

A legislação nacional e comunitária em vigor, incluindo a relativa ao planeamento dos recursos hídricos e ao licenciamento no domínio hídrico, contém inúmeras exigências e

orientações explícitas ou implícitas, que resultam no recurso à determinação de descritores da qualidade da água, das rejeições de efluentes e dos resíduos sólidos urbanos. A par das necessidades analíticas exigidas por acções de estudo, vigilância, fiscalização, inspecção ou monitorização da qualidade da água, há que considerar ainda as necessárias para o controlo do funcionamento das estações de tratamento de água (ETA) e de águas residuais (ETAR).

No que se refere aos resíduos sólidos (urbanos, industriais e hospitalares) a legislação existente, excepto em casos particulares como movimentos transfronteiras ou no território nacional, ou ainda a aplicação de lamas de ETAR nos solos, refere apenas exigências implícitas de estudo e monitorização ou vigilância quer dos resíduos produzidos, quer do impacto resultante do seu armazenamento, transporte, tratamento ou disposição. Na maioria dos textos legislativos apenas as acções de inspecção ou fiscalização são mencionadas explicitamente e nestas pode haver necessidade de determinações físico-químicas, microbiológicas ou exclusivamente físicas.

As competências e responsabilidades nas áreas referidas estão atribuídas a diversos organismos oficiais (dos Ministérios do Ambiente, da Agricultura, da Indústria e Energia e da Saúde) e a entidades privadas, pelo que, se não houver uma cooperação institucional activa e bem organizada se corre o risco de uma duplicação de trabalho sem benefício para a defesa da saúde pública e ambiental.

1.2 Capacidade laboratorial actual

A capacidade laboratorial nacional no que se refere a análise de águas, de águas residuais ou de resíduos sólidos é muito diminuta, face às necessidades existentes. Os institutos de investigação e as universidades apesar de terem capacidade de trabalho no âmbito da qualidade da água e dos resíduos estão mais vocacionados para a investigação do que para o trabalho de rotina. A falta de capacidade analítica a nível regional é grave de um modo geral e, em particular, no que respeita a poluentes tóxicos e conservativos, pois que, dos laboratórios que em 1988/90 responderam a um inquérito a nível nacional, entre 48 a 100% (dependendo do tipo de parâmetros) localizavam-se nos distritos de Porto, Lisboa e Setúbal.

A qualidade do trabalho analítico e das amostragens é, para a quase totalidade dos laboratórios presentemente activos, desconhecida e, de nenhuma forma, garantida, já que o número de laboratórios acreditados é diminuto.

2. PROPOSTA DE REDE DE LABORATÓRIOS DO MARN

2.1 Enquadramento geral

É praticamente incomportável para um país com os recursos humanos e financeiros de Portugal realizar o número de amostragens e análises requeridos para cumprir as necessidades de estudo, monitorização e vigilância decorrentes da legislação, para apoiar a inspecção e a fiscalização, ou para realizar o controlo das ETA, das ETAR e das instalações de resíduos sólidos. É, portanto, necessário encontrar formas de reduzir o trabalho analítico sem pôr em risco a protecção da saúde humana e o ambiente, seja utilizando os justificativos que a legislação comunitária permite (que não constam, na maioria, da legislação nacional) seja realizando estudos de situação, ou estabelecendo cooperação de serviços.

Dado competir ao Estado em geral e ao MARN em particular um extenso e diversificado número de tarefas não só para cumprimento da legislação nacional mas também da sua função de gestor do ambiente, aparecem como indispensáveis a existência de infra-estruturas laboratoriais neste Ministério e a sua colaboração com outros Ministérios, entidades privadas, institutos de investigação, universidades, municípios ou empresas, de forma a garantir a maior rentabilidade dos recursos humanos e financeiros assegurando simultaneamente todas as necessidades analíticas no sector do ambiente.

A evolução da situação em vários países europeus apoia a opção de concentrar o trabalho analítico num número reduzido de unidades, bem dimensionadas sob o ponto de vista de equipamento, pessoal e recursos financeiros e geridas de forma consentânea com os objectivos e as exigências tecnico-científicas, de rentabilização e garantia da qualidade. Neste contexto entende-se por rentabilização o equacionamento de factores como a dimensão, capacidade de trabalho, investimentos, operação e manutenção das unidades laboratoriais por forma a garantir o equilíbrio em termos custo-benefício.

Serão os laboratórios privados essencialmente que deverão constituir a capacidade necessária para responder às necessidades de trabalho analítico dos municípios, da indústria e de outras actividades económicas. O número, capacidade e condições de trabalho deste tipo de laboratórios e a sua distribuição geográfica serão determinados essencialmente pelas regras de mercado, em face da procura e das opções das entidades envolvidas, como, aliás, tem vindo a acontecer. A acreditação, a adesão aos princípios das Boas Práticas de Laboratório ou outras

acções (incluindo acções legislativas) que sejam desenvolvidas, darão resposta às necessidades de garantia da qualidade do trabalho.

Propõe-se a criação de uma rede de laboratórios (REDE), tutelada pelo MARN, constituída por um máximo de cinco laboratórios regionais (com laboratórios satélite) localizados nas áreas de intervenção das DRARN dependendo, formal e hierarquicamente de uma unidade de coordenação, com a qual formem um todo coerente e funcional.

Os serviços e organismos do MARN deverão obrigatoriamente recorrer aos serviços da REDE, através do estabelecimento de contratos de prestação de serviços, para todas as acções da sua competência através das quais se obterá o fundo financeiro de funcionamento. A REDE deverá estabelecer contratos similares de colaboração com serviços de outros Ministérios e, eventualmente, com entidades privadas. Assim, o MARN terá que garantir, apenas, as verbas necessárias ao estabelecimento e manutenção da rede de laboratórios.

A REDE deverá responder prioritariamente às necessidades dos organismos do MARN e de outros Ministérios com os quais estabeleça cooperação. Deverá poder adquirir e vender serviços a entidades oficiais e privadas desde que necessário, numa perspectiva de economia de escala e desde que, compatíveis com a sua intervenção nas acções da competência do Estado, em particular as relativas à fiscalização e inspecção.

Sempre que possível, a rede de laboratórios deve ser equipada com instrumentos automáticos e com sistemas informáticos incluindo bases de dados de qualidade da água e/ou relativa a resíduos sólidos.

A REDE deve ter um sistema de gestão empresarial com o correspondente sistema financeiro, para permitir a flexibilidade necessária e o enquadramento essencial para se obter e garantir a qualidade do trabalho realizado (por exemplo a acreditação dos laboratórios), para se estabelecer cooperação com serviços de outros Ministérios e para se poder prestar serviços de qualidade garantida em tempo útil a outras entidades oficiais e privadas.

2.2 Elementos componentes da REDE

2.2.1 - Unidade de coordenação

A rede de laboratórios do MARN é considerada como um corpo único em que cada uma das partes tem funções e responsabilidades específicas. É nesta perspectiva que se considera essencial a existência de uma unidade coordenadora de actividades, como centro de

planeamento e de tomada de decisões, exercendo as suas atribuições com a participação dos vários constituintes de rede, com o objectivo de garantir a melhor e mais rentável utilização dos recursos disponíveis. A unidade de coordenação deve ter uma estrutura leve com um grupo de técnicos assessores de alto nível, especialistas nos campos de intervenção da rede de laboratórios (fig.1).



Figura 1 - Organograma da unidade de coordenação

Competirá à unidade de coordenação essencialmente:

- estabelecer os contratos de prestação de serviços e protocolos de cooperação ;
- planear as actividades e gerir a REDE;
- dar apoio técnico e científico aos laboratórios regionais;
- assegurar a qualidade total e, em particular, a implantação do Sistema de Qualidade Interno.
- promover a realização de auditorias e intercalibrações aos laboratórios exteriores à REDE;
- promover a formação e actualização contínua do corpo técnico e administrativo da REDE;
- promover a circulação de informação necessária ao desempenho das tarefas cometidas;
- colaborar, a nível nacional, na avaliação e classificação qualitativa das massas de água;
- colaborar no estabelecimento de critérios e normas para estudos de situação, monitorização, vigilância e outros;
- gerir bases de dados de qualidade da água, de características de fontes poluidoras, de caracterização de instalações, zonas de tratamento ou disposição de resíduos.

A unidade de coordenação deverá dispor de dois órgãos consultivos da direcção, nos quais estarão representados os laboratórios (Conselho de Gestão) e os utentes (Conselho de Utentes), que serão ouvidos obrigatoriamente quanto ao planeamento de actividades, ao controlo da gestão e à qualidade total. O Conselho de Gestão, constituído pelas chefias dos laboratórios e por assessores da unidade de coordenação, será o órgão de apoio por excelência da direcção.

Associado à unidade de coordenação poderá existir um laboratório central que embora não essencial seria útil para instalar técnicas de ponta, desenvolver novos métodos de determinação, levar a cabo a apreciação de equipamento diverso e realizar estudos interessando à garantia de qualidade.

2.2.2 - Laboratórios Regionais e Satélite

Os laboratórios regionais (LAB) em número máximo de 5, serão implantados nas áreas de intervenção das actuais DRARN e devem no seu conjunto e apoiados por laboratórios exteriores (nacionais ou estrangeiros) garantir a capacidade de resposta a todas as necessidades analíticas no domínio do ambiente (água e resíduos). Eventualmente poderão vir a cobrir necessidades analíticas nos sectores do ar e do solo, uma vez que, tendo operacionais as técnicas de determinação final necessárias, a extensão à análise de substratos diversos representa acréscimo de custos de investimento relativamente reduzidos. Para as funções dos LAB consideram-se duas opções.

Na *Opção I* (fig.2) os LAB deverão ter capacidade não só para realizar as amostragens e determinações para toda a gama de descritores da qualidade identificadas e para uma primeira avaliação dos resultados obtidos, mas também para estabelecer planos de execução de estudos sobre águas de superfície, subterrâneas ou costeiras, águas residuais ou resíduos sólidos na vertente qualidade, com vista, ao esclarecimento dos processos e mecanismos de transporte e comportamento de poluentes e ao desenvolvimento de modelos.

Na *Opção II* (fig.3) a capacidade dos LAB ficará limitada à realização de amostragens, determinações e primeira avaliação de resultados, não tendo, portanto, a componente de concepção e planeamento dos estudos que serão, então, apenas solicitados a executar.

Estes laboratórios regionais deverão portanto, na *Opção I* dar resposta às funções de:

- planear e executar estudos de qualidade da água, águas residuais e resíduos sólidos;
- desenvolver e validar modelos de qualidade da água;
- realizar trabalhos relativos a qualidade da água, águas residuais e resíduos sólidos;
- operar uma rede de estações automáticas;
- dar apoio à fiscalização e inspecção;
- realizar trabalhos de amostragem e análise para entidades oficiais e privadas;
- manter um banco de dados regional e contribuir para o banco de dados nacional.

Em qualquer das opções os LAB devem ter serviços de apoio (documentação e serviços administrativos) com a dimensão adequada e, em particular, um núcleo de amostragem e apoio técnico. Na directa dependência da direcção do laboratório, deverá existir uma unidade responsável pela garantia da qualidade.



Figura 2 - Organograma de um LAB (Opção I)

Em termos de pessoal considera-se que a direcção deverá ser assegurada por licenciado sénior de reconhecida competência e vasta experiência, a chefia dos departamentos assegurada por licenciados de mérito reconhecido e a chefia dos núcleos confiada a licenciados coadjuvados, sempre que necessário, por técnicos de igual nível de formação, de especialistas nas técnicas de determinação final. Ao nível operativo a formação a nível de bacharelato e de técnico auxiliar será a mais adequada. Propõe-se ainda a existência de acções de formação (internas e externas) para melhorar a capacidade de trabalho especializado, incluindo a gestão do laboratório a vários níveis (Direcção, Departamentos e Núcleos).

Atendendo às necessidades de análise para os vários descritores de qualidade identificados propõe-se que todos os laboratórios regionais tenham instalada capacidade para a determinação dos descritores da Categoria I (Quadro 1). Quanto aos descritores de Categoria II propõe-se que, em cada laboratório, exista capacidade de determinação daqueles que, regionalmente, será necessário avaliar com continuidade e que, no conjunto dos laboratórios

(em colaboração com laboratórios exteriores), exista capacidade para a totalidade dos descritores de Categoria II.

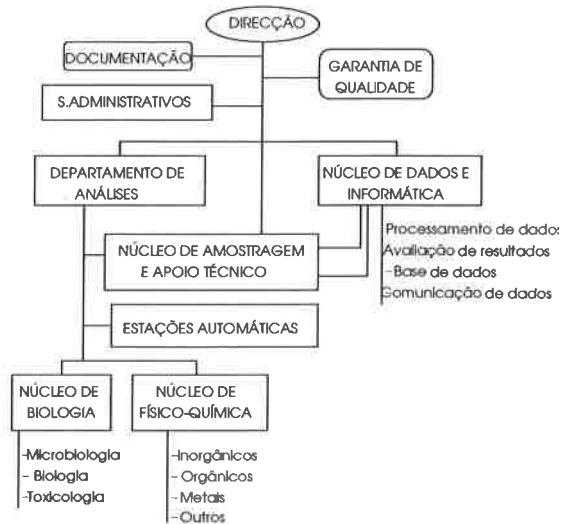


Figura 3 - Organograma de um LAB (Opção II)

- Os laboratórios satélite (LS) deverão complementar a capacidade de trabalho dos LAB dos quais dependem hierarquicamente. A sua existência justifica-se devido a vários factores entre os quais se referem em particular os seguintes: dificuldades de circulação em algumas regiões do país; necessidade de pré-processamento de amostras para a determinação de alguns parâmetros que têm de ser realizados pouco tempo após a colheita; necessidade de acções rápidas e atempadas em caso de acidentes; necessidade de vigilância apertada em certas situações ou de acções de fiscalização repetidas.

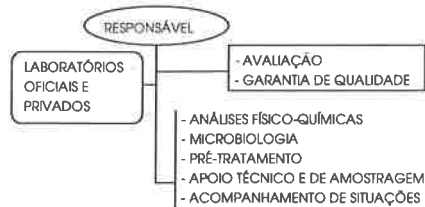


Figura 4 - Organograma de um LS

Assim, as funções dos LS seriam:

- realização e/ou apoio a amostragens;
- pré-tratamento e armazenagem temporária de amostras;
- realização de determinações simples ou específicas;
- vigilância sobre a qualidade da água em situações determinadas;

apoio à fiscalização e inspecção e à operação das estações automáticas.

Na instalação dos LS deverão ter-se em atenção as capacidades já existentes na área em que virão a situar-se. Nestas unidades os recursos humanos serão reduzidos, podendo o responsável ser um bacharel e o restante pessoal técnico com formação específica adquirida no seio da REDE. Competirá ao responsável assegurar as acções de garantia de qualidade e, quando necessário, pré-avaliar os resultados analíticos.

Quadro 1 - Categorias de parâmetros

CATEGORIA I
Cor, Turvação, Transparência, Cheiro, Sabor, Dureza, Condutividade, Salinidade, Sólidos (seleccionados), Temperatura, pH, Azoto amoniacal, Nitratos, Nitritos, Azoto Kjeldahl, Azoto total, Fosfatos, Fósforo total, Oxidabilidade, Oxigénio dissolvido (sonda e método de Winkler), CBO5, CQO, Fenóis, Alcalinidade, Cloretos, Sulfatos, Sulfuretos, Hidrocarbonetos (exame visual), Resíduos de alcatrão, Organismos macroscópicos (visual), Clorofila a, Coliformes fecais, Coliformes totais, <i>Estreptococos fecais</i>
CATEGORIA II
Sólidos (seleccionados), Cianetos, Cloretos, Fluoretos, Sílica, Sulfatos, Sulfuretos, Carbono orgânico total, Carbono orgânico residual, Clorofenóis, Substâncias tensoactivas aniónicas, Hidrocarbonetos aromáticos polinucleares, Hidrocarbonetos dissolvidos ou emulsionados, Óleos minerais, Óleos e gorduras, Hidrocarbonetos totais, Pesticidas (por substância individualizada), Alumínio, Cádmiio, Cálcio, Ferro, Manganês, Mercúrio, Potássio, Sódio, Zinco, Compostos orgânicos de síntese, Compostos organometálicos, Fito e zooplâncton, Macro-invertebrados (índice biótico), Análise de sedimentos, Análise de organismos vivos, Ensaio de toxicidade, outros

3. GARANTIA DA QUALIDADE

Na rede de laboratórios do MARN deverá, obrigatoriamente ser implementado um sistema de garantia da qualidade tendo em vista assegurar permanentemente o rigor das amostragens, determinações e avaliações e simultaneamente a comparabilidade dos resultados obtidos em cada um dos laboratórios. O sistema de garantia da qualidade será único, mas adaptado em cada laboratório às suas condições específicas como é prática na maioria dos países da União Europeia.

Um tal sistema deverá incluir as acções da garantia e de controlo da qualidade de modo a efectuar-se uma correcta gestão da qualidade (NP EN 29000, NP EN 29004). São exemplos de acções de garantia da qualidade a definição de responsabilidades e funções, a selecção de recursos humanos e materiais adequados, a elaboração de planos de formação de pessoal, planos de calibração e manutenção de equipamentos, e a avaliação periódica do funcionamento do sistema através de auditorias. Por sua vez, são exemplos de actividades de controlo da qualidade a realização de duplicados, ensaios em branco, a utilização de materiais

de referência e padrões de controlo e o tratamento estatístico desta informação através de cartas de controlo.

Para organizar o seu sistema da qualidade, um laboratório pode seguir o estabelecido na norma NP EN 45001, que estipula os critérios gerais de funcionamento e competência técnica de laboratórios de ensaio. Quando se considere em conformidade com os requisitos desta norma, pode ver reconhecida a sua competência técnica para realizar ensaios numa determinada área através da acreditação por um organismo independente (Instituto Português da Qualidade). Em alternativa, no contexto da garantia da qualidade de laboratórios existe um outro sistema de qualificação, desenvolvido pela OCDE e adoptado pela União Europeia, designado por Boas Práticas de Laboratório, que apresenta opções um pouco diferentes das da acreditação e que pode ter vantagens para estudos de qualidade ambiental.

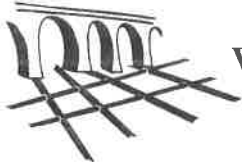
4. CONCLUSÃO

A proposta apresentada apoia-se na actual situação de outros países europeus, procurando arrancar com um modelo exequível na presente conjuntura económico-financeira, uma rede constituída por poucos laboratórios de grande capacidade de trabalho em colaboração com laboratórios exteriores e que poderá vir a constituir-se como uma empresa pública com um contrato permanente de trabalho com o MARN e outros Ministérios. É fundamental nesta proposta de infra-estruturas de laboratórios para o MARN a colaboração de laboratórios privados (de empresas, universidades ou municípios) para garantir uma capacidade de execução adequada às necessidades que se identificam.

A flexibilidade desta proposta facilita a sua implementação que poderá iniciar-se de imediato. Porém julga-se indispensável estabelecer um plano de implementação que tenha em conta as capacidades existentes e as necessidades mais prementes no âmbito da política de recursos hídrico e de gestão de resíduos e, genericamente no âmbito da política de ambiente.

5. REFERÊNCIA

Barros, M. C.; Mesquita, M.; Vieira, P.; Silva M.C.(1995). “Laboratórios de análises de águas e resíduos”, Volume 11 do Projecto Instrumentos de Apoio a uma Política de Desenvolvimento Sustentável em Saneamento Básico realizado para a DGA e financiado pelo Fundo de Coesão da União Europeia. LNEC/ Departamento de Hidráulica / Núcleo de Hidráulica Sanitária, Proc. 606/1/11606. Lisboa.



Avaliação de níveis de serviço de saneamento básico
— Um passo importante rumo à melhoria de qualidade

Helena Alegre¹⁾

Departamento de Hidráulica, Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal

RESUMO

O reconhecimento dos interesses do consumidor tem-se vindo a tornar um factor crescentemente importante no desenvolvimento das estratégias empresariais, e a indústria da água e dos resíduos não constitui excepção. Uma vez implementados os programas de acção é fundamental avaliar os seus resultados, à luz dos objectivos definidos. Esta comunicação propõe uma nova abordagem ao problema na óptica específica dos sistemas de saneamento básico, baseada no cálculo de níveis de serviço que pretendem medir o grau de satisfação dos utilizadores face à qualidade dos serviços que lhes são prestados pela entidade gestora.

A principal motivação para o desenvolvimento de um quadro de referência para o cálculo dos níveis de serviço em saneamento básico é dupla: necessidade de promover a melhoria do serviço prestado, presentemente ainda muitas vezes insatisfatória — por outras palavras, para reabilitar os sistemas existentes na generalidade dos casos; e necessidade de regular tecnicamente a actividade de operadores privados que venham a intervir no mercado.

Esta abordagem não se destina a ser um mero exercício académico, mas um instrumento útil que conduza a indústria do saneamento básico a vias de decisão que representem as reais expectativas das populações.

¹⁾ Investigadora Auxiliar do Núcleo de Engenharia Sanitária.

1. INTRODUÇÃO

1.1 Objectivo e âmbito

A presente comunicação tem como objectivo sintetizar as linhas mestras de um estudo realizado em Portugal com vista à definição de procedimentos de cálculo destinados a avaliar a qualidade do serviço em sistemas de saneamento básico prestado pelas respectivas entidades gestoras. Tem como âmbito os três componentes dos sistemas de saneamento básico - águas de abastecimento, águas residuais e resíduos sólidos.

Foi desenvolvido no âmbito do projecto «Identificação de Instrumentos de Apoio ao Desenvolvimento Sustentável em Saneamento Básico», que teve como finalidade a elaboração e divulgação de um conjunto de instrumentos de carácter institucional, financeiro, regulamentar, técnico e de sensibilização do meio técnico e profissional, cuja existência se considera desejável ou necessária para que seja possível um desenvolvimento sustentável do saneamento básico em Portugal. O estudo referido foi desenvolvido em estreita articulação com um outro semelhante (Lobato de Faria *et al.*, 1995), também alvo de comunicação apresentada a este Encontro (Lobato de Faria *et al.*, 1996).

1.2 Justificação

A necessidade de melhorar a qualidade dos serviços de saneamento básico prestados aos utilizadores é hoje reconhecida como prioritária. A disponibilização de medidas que permitam avaliar os níveis do serviço, nos seus diversos componentes, é indispensável para que as entidades gestoras conheçam o impacte dos investimentos efectuados ou das acções postas em prática. Por outro lado, num período de investimentos significativos por via do Fundo de Coesão da União Europeia, é da maior conveniência que se criem mecanismos para avaliação das prioridades de financiamento, na fase de selecção de projectos, e da eficácia dos investimentos efectuados, nas fases seguintes.

Finalmente, na sequência das recentes alterações no enquadramento legal do saneamento básico, é muito importante que se crie um quadro de referência que permita



Figura 1 - Níveis de serviço

inserir a actividade dos diversos operadores, públicos ou privados, através da medição sistemática e periódica dos níveis do serviço prestado.

Assim, e em resumo, pode afirmar-se que existem, no actual contexto do País, duas motivações principais para que se desenvolva um

quadro de referência para cálculo dos níveis de qualidade dos serviços de saneamento básico:

- necessidade de incentivar a melhoria de qualidade dos serviços actualmente prestados, frequentemente ainda insatisfatória;
- necessidade de regular, do ponto de vista técnico, a actividade dos operadores que venham a exercer a sua actividade como concessionários da gestão de sistemas de saneamento básico.

Um dos objectivos principais do estudo a que se refere esta comunicação é a apresentação, sistematização e discussão de um quadro geral onde se possam enquadrar de modo claro os requisitos inerentes a cada tipo de uso dos níveis de serviço.

1.3 Vantagens da adopção de um sistema nacional de cálculo dos níveis de serviço

Sabe-se que a livre concorrência constitui um incentivo natural da qualidade do serviço, induzindo, em geral, a procura de soluções mais eficazes e imaginativas. Porém, os serviços de abastecimento de água, de drenagem e tratamento de águas residuais, e de colecta, transporte e tratamento de resíduos sólidos são, por natureza, monopolistas. Só de forma indirecta será possível introduzir alguns dos benefícios das leis de mercado no sector.

Considera-se que uma dessas formas é a adopção de um sistema nacional de cálculo de níveis de serviço, no âmbito do qual sejam publicados relatórios periódicos que permitam facilmente a comparação de resultados entre entidades gestoras de características diferentes.

Os níveis de serviço podem contribuir para a promoção da qualidade:

- se a informação relativa ao serviços prestados por cada entidade gestora for pública e divulgada de modo a evidenciar as evoluções conseguidas ao longo do tempo e a comparação sistematizada e objectiva entre entidades gestoras;
- se a concessão de incentivos financeiros nacionais ou da União Europeia privilegiarem os projectos que produzam maiores incrementos na qualidade do serviço que é prestado;
- se os objectivos de qualidade do serviço forem claramente especificados nos contratos de delegação de gestão dos sistemas de saneamento básico.

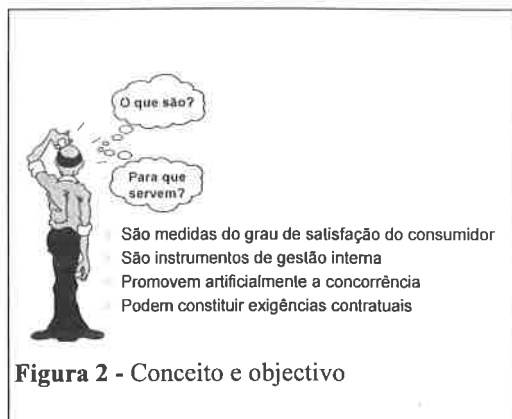


Figura 2 - Conceito e objectivo

2. PRINCÍPIOS BÁSICOS ADOPTADOS

Adoptou-se como critério de base de todo o trabalho o princípio de que os níveis de qualidade de serviço de sistemas de saneamento básico se destinam a avaliar o grau de satisfação do consumidor (no sentido genérico da palavra) relativamente ao serviço que é prestado pelas entidades gestoras.

Considerou-se que seria fundamental que o sistema de avaliação cobrisse não apenas os aspectos de que o consumidor se apercebe no imediato, mas também os aspectos que, embora transcendendo a capacidade de percepção imediata, são reconhecidamente importantes para a sua saúde ou bem estar (ex.: qualidade bacteriológica e físico-química da água, ou poluição veiculada pela rejeição de efluentes no meio receptor).

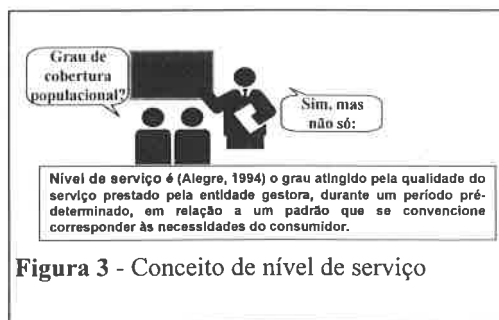
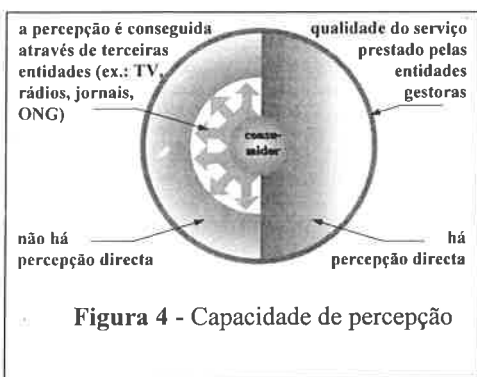


Figura 3 - Conceito de nível de serviço

Neste contexto, considerou-se que consumidor não é exclusivamente o utilizador directo do sistema em causa, mas também o utilizador indirecto que, podendo não manter qualquer relação contratual com a entidade gestora, usufrui os malefícios ou benefícios do sistema.

Considerou-se ainda um terceiro tipo de utilizador, que se convencionou designar por consumidor pró-activo, em contraposição aos utilizadores directos e indirectos, que são fundamentalmente reactivos. Estes utilizadores assumem a forma de entidades singulares ou colectivas cujo padrão de satisfação pelo serviço



que é prestado inclui os aspectos importantes para o consumidor mas para os quais ele não dispõe de mecanismos de percepção imediata. Como exemplo deste tipo de consumidor podem referir-se organizações não governamentais tais como associações ecologistas, de defesa do consumidor, técnico-científicas ou técnico-profissionais.

Partindo do princípio que nos contratos de concessão de exploração que vierem a ser estabelecidos deverão figurar os objectivos de gestão em termos de níveis de serviço a obter ao longo do tempo, teve-se também em conta neste trabalho as exigências suplementares de qualidade de serviço que se afiguram mais relevantes no estabelecimento de contratos de concessão, e que têm a ver fundamentalmente com o estado de conservação das infra-estruturas, com a oportunidade e eficácia dos investimentos, e com a sustentabilidade financeira da entidade gestora.

3. ABORDAGEM ADOPTADA NA PESQUISA DE INDICADORES

Consumidor é ...

Consumidor ou utilizador é (Lobato de Faria, 1994) toda a entidade, individual ou colectiva, que, directa ou indirectamente, é sujeita a um impacto, da parte do funcionamento do sistema de saneamento básico, suficientemente importante para que ela possa ser um elemento com direito a fazer-se ouvir no contexto da qualidade do produto fornecido pela entidade gestora.

Figura 5 - Conceito de consumidor

Partindo do princípio que nos contratos de concessão de exploração que vierem a ser estabelecidos deverão figurar os objectivos de gestão em termos de níveis de serviço a obter ao longo do tempo, teve-se também em conta neste trabalho as exigências suplementares de qualidade de serviço que se afiguram mais relevantes no estabelecimento de contratos de concessão, e que têm a ver fundamentalmente com o estado de conservação das infra-estruturas, com a oportunidade e eficácia dos investimentos, e com a sustentabilidade financeira da entidade gestora.

- Pouca tradição nacional de reconhecer a satisfação do consumidor como objectivo de gestão;
- incapacidade actual muitas e.g. produzirem e usarem toda a informação que seria desejável.
- actual incapacidade de muitas e.g. para prestarem um serviço com um nível satisfatório a toda a população;

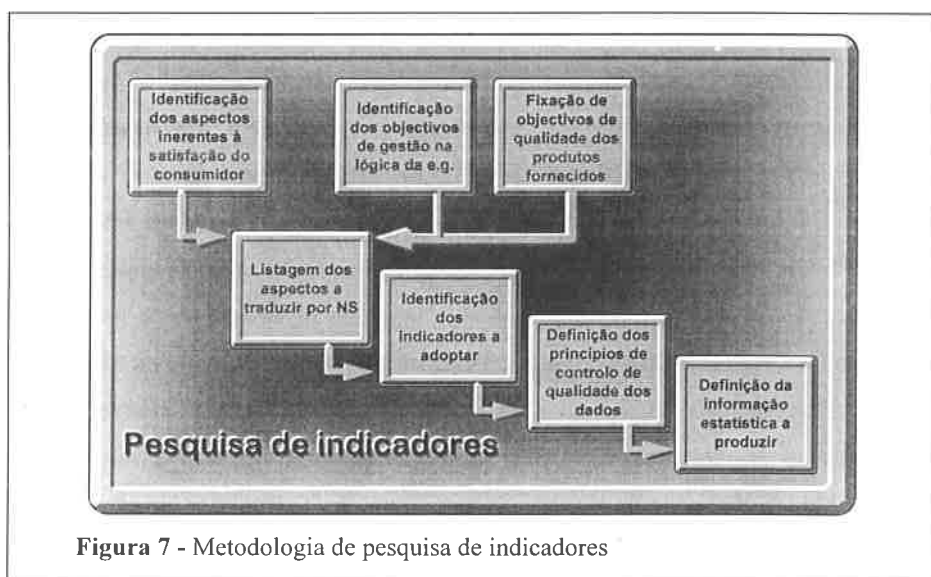
Figura 6 - Dificuldades previsíveis

Para cada um dos três tipos de sistemas de saneamento básico adoptou-se a metodologia apresentada na Figura 7.

4. ESTRUTURA HIERARQUIZADA DOS NÍVEIS DE SERVIÇO

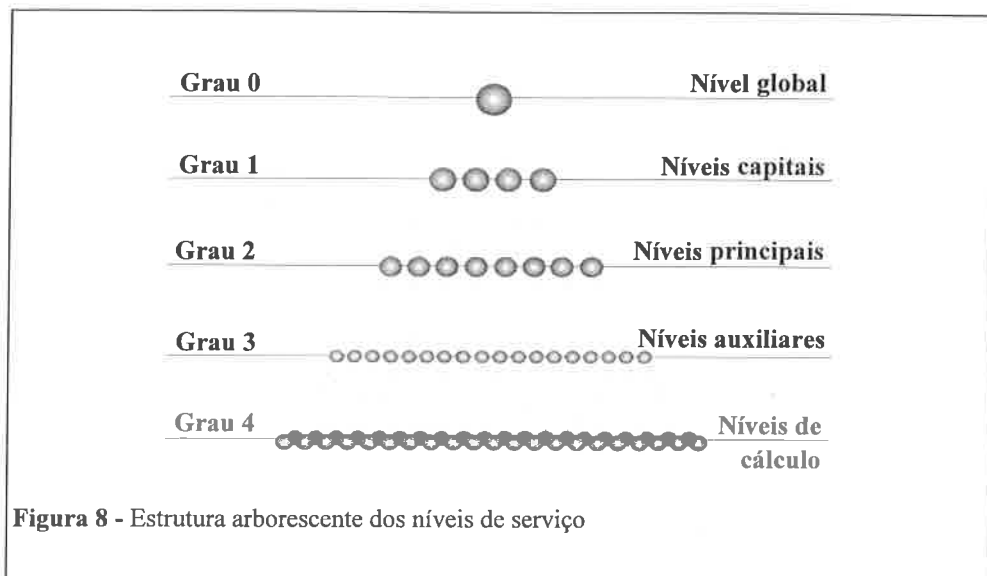
Os níveis de serviço devem ser construídos de modo a que permitam vir a dispor de qualificadores de graus de agregação progressiva. No topo da pirâmide situar-se-á o nível de serviço correspondente à máxima agregação, que permitirá ficar a saber se, globalmente, a entidade gestora fornece um serviço de qualidade boa, satisfatória ou insatisfatória. Trata-se de uma informação importante para avaliações de índole nacional sobre a situação do saneamento básico. Este grau de agregação convencionou designar-se por *grau 0* (zero).

Porém, a informação que veiculam é insuficiente para dar a conhecer quais são as áreas funcionais da entidade gestora onde as principais excelências ou deficiências eventualmente



ocorram. Surge assim um primeiro nível de desagregação, convencionalmente designado por *grau 1*, que contempla um valor por cada área funcional.

Esta lógica continua a ser aplicada até se atingir a desagregação necessária e suficiente para calcular directamente os níveis de serviço a partir de grandezas mensuráveis.



Embora a proposta de níveis de serviço elaborada constitua uma proposta-base para futura discussão, vindo previsivelmente a sofrer alterações, há um princípio a manter: não se deverá ir além do quarto grau. A Figura 8 esquematiza a estrutura descrita.

O cálculo dos níveis de serviço é então efectuado de baixo para cima, a partir do grau mais elevado, por aplicação de funções generalizadoras. Estas funções generalizadoras deverão ser tão simples e intuitivas quanto possível. Listam-se seguidamente exemplos de funções generalizadoras que poderão vir a ser adoptadas, por ordem decrescente de preferência: (i) média aritmética simples; (ii) média aritmética ponderada; média dos x% de resultados mais elevados (ou mais baixos); (iii) média geométrica; etc..

Exemplificando, o nível de serviço i , de grau 3, NS_i^3 , poderá ser dado pela média ponderada dos níveis de serviço de grau 4, $NS_i^{4,m}$, correspondentes:

$$NS_i^3 = p_1 \times NS_i^{4,1} + p_2 \times NS_i^{4,2} + p_3 \times NS_i^{4,3}, \text{ sendo } p_1 + p_2 + p_3 = 1 \quad (1)$$

em que p_1, p_2 e p_3 são os factores de ponderação, sendo naturalmente $p_1 + p_2 + p_3 = 1$.

5. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO DOS PRINCÍPIOS ENUNCIADOS

Para ilustrar os princípios apontados exemplifiquem-se na Tabela 1 quais os níveis de serviço de 3º e de 4º grau que poderão ser adoptados para o caso do abastecimento de água, apresentado, para alguns dos níveis de serviço principais.

Tabela 1 - Exemplo de níveis de serviço de grau 3 e 4 para entidades gestoras de sistemas de abastecimento de água

NS grau 1	Níveis de Serviço de grau 2	Nível de Serviço de grau 3	Nível de Serviço de grau 4
O	NU - Qualidade do atendimento NS - Saúde, segurança e qualificação profissional NC - Acesso à rede
P	NR - Regularidade	NR1 - Pressões de serviço	NR1.1 - Pressão mínima NR1.2 - Pressão máxima NR1.3 - Flutuação de pressão
		NR2 - Continuidade no fornecimento	...
		NR3 - Realização de reparações	...
	NQ - Qualidade da água	NQ1 - Quantidade de análises	NQ1.1 - Taxa de realização de análises do grupo G1 NQ1.2 - Taxa de realização de análises do grupo G2 NQ1.3 - Taxa de realização de análises do grupo G3
		NQ2 - Resultados das análises	NQ2.1 - Taxa de conformidade no grupo G1 NQ2.2 - Taxa de conformidade no grupo G2 NQ2.3 - Taxa de conformidade no grupo G3
		NQ3 - Eficiência da desinfecção	NQ3.1 - Taxa de realização de testes ao cloro residual NQ3.2 - Taxa de conformidade de testes ao cloro residual
I	NH - Impacte nos recursos naturais
	NA - Impacte em outros recursos
D	NT - Custo/Tarifário do serviço

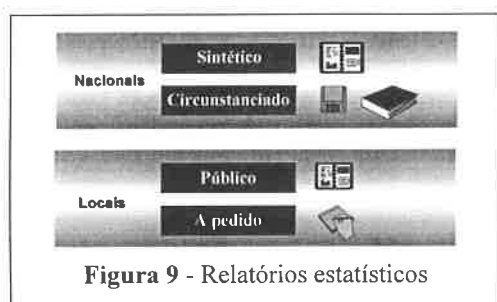
O - Organização empresarial e relação com a comunidade

P - Funcionalidade

I - Impacte ambiental

D - Esforço societal

6. ARQUIVO DOS DADOS E PRODUÇÃO DE RELATÓRIOS

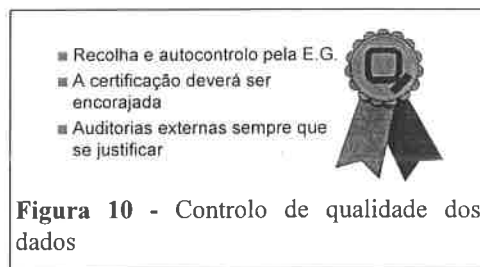


A avaliação de níveis de serviço reporta-se sempre a uma área geográfica e a um período e tempo pré-definidos. A produção de relatórios deve ter em vista os destinatários e em função destes estabelecida a informação neles contida. Haverá necessidade de criar uma estrutura

hierárquica de dados que permita aceder à informação com diversos graus de agregação (Figura 9). O objectivo é: (i) permitir o acesso directo aos dados, por solicitação do utilizador; (ii) informar anualmente os utilizadores que residem ou trabalham na área de influência da entidade gestora sobre os resultados obtidos no ano anterior, editando brochuras sintéticas com o resumo dos resultados obtidos; (iii) compilar a informação a nível nacional, de modo a permitir estabelecer comparações e identificar tendências ou carências; e (iv) informar a entidade administradora e a entidade reguladora.

Os destinatários da informação produzida são, em primeira instância, os três tipos de utilizadores considerados: directos, indirectos e pró-activos.

Os dados publicados devem ser alvo de controlo de qualidade cuidado (Figura 10).



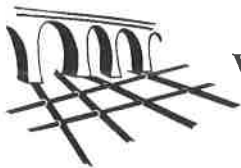
7. CONCLUSÕES

Citando Allan Booker, Director do OFWAT (Office of Water Services, Reino Unido), “para pôr em prática a avaliação sistemática e o uso de níveis de serviço é necessário criar uma nova cultura, e isso não se faz de um dia para o outro”. Para além do Estado, a quem cabe legislar, e dos municípios, a quem cabe administrar a generalidade dos sistemas de saneamento básico, o papel das outras instituições envolvidas, tais como entidades privadas a pretender operar com concessionárias e associações nacionais não governamentais, será da maior relevância na fase de afinação e implementação da solução que vier a ser adoptada.

A metodologia descrita foi aplicada tendo em vista o caso de Portugal, embora possa ser adaptada e adoptada noutros países. Trata-se de um modelo geral e flexível que alia a consagração da necessidade de usar indicadores de resultado para avaliar o grau de satisfação do consumidor relativamente ao serviço que lhe é prestado com a generalização do conceito de consumidor, de modo a contemplar aspectos económicos, sociais e ambientais.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALEGRE, H. (1992) -- Avaliação de níveis de serviço. Proposta de quadro de referência para Portugal -- II: Seminário sobre GESTÃO DOS SISTEMAS DE ÁGUA DE ABASTECIMENTO E DE ÁGUAS RESIDUAIS, Direcção Geral dos Recursos Naturais e LNEC, Lisboa.
- ALEGRE, H. (1994) -- **Instrumentos de apoio à gestão técnica de sistemas de distribuição de água**, colecção "Teses e Programas de Investigação LNEC", LNEC, Lisboa.
- ALEGRE, H.; ALMEIDA, M.C. (1994) -- **Avaliação de níveis de qualidade serviço** -- série Gestão de sistemas de saneamento básico, estudo realizado para a Direcção-Geral do Ambiente e financiado pelo Fundo de Coesão da União Europeia, relatório final, LNEC, Lisboa.
- LOBATO DE FARIA, A; ALEGRE, H. (1995) -- **Paving the way to excellence in water supply systems - a national framework for levels-of-service assessment based on consumers satisfaction**, trabalho vencedor do *Maarten Schalekamp Award 1995*, Associação Internacional de Distribuidores de Água, Londres, Reino Unido.
- LOBATO DE FARIA, A. (1994) -- Evolução do conceito de consumidor, **R. INDÚSTRIA DA ÁGUA**, nº13, EPAL, Lisboa.
- LOBATO DE FARIA, A.; FARIA, M.H.; SILVA SOARES, A.; GOMES DE SOUSA, J.; VALADARES TAVARES, L. (1995) -- **Avaliação dos níveis de serviço das entidades gestoras de sistemas de águas de abastecimento e de águas residuais**, Prémio Água e Progresso do biénio 1993/1995, APRH, Lisboa, Portugal.
- LOBATO DE FARIA, A.; FARIA, M.H.; SILVA SOARES, A.; GOMES DE SOUSA, J.; VALADARES TAVARES, L. (1996) -- **Níveis de serviço com vista a um desenvolvimento sustentado**, VII Encontro Nacional de Saneamento Básico, APESB, Coimbra, Portugal.



Níveis de serviço com vista a um desenvolvimento sustentável

António Lobato de Faria¹, Mário Humberto de Faria², Adelino Silva Soares³,
João Gomes de Sousa⁴, Luís Valadares Tavares⁵

Prémio Água e Progresso 1994-1995
Lisboa, Portugal

RESUMO

Os níveis de serviço das entidades gestoras de sistemas de Saneamento Básico são indicadores, tanto quanto possível quantificados, da qualidade do serviço prestado às comunidades.

Para além do seu significado mais óbvio de avaliação e acompanhamento da exploração dos sistemas de águas, esgotos e lixos, os níveis de serviço vão além desse patamar e devem também permitir às entidades gestoras uma actividade socialmente desejável e ambientalmente controlável, e, por último, respeitar uma componente ética de equidade entre gerações numa perspectiva de longo prazo.

É apresentada nesta comunicação a análise que norteou a concepção e o desenvolvimento do sistema de níveis de serviço proposto no trabalho da Equipa vencedora do Prémio "Água e Progresso do Biénio 94-95", instituído pela APRH (Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos) e patrocinado pela EPAL (Empresa Portuguesa das Águas Livres SA).

O texto não se limita a indicar as principais características do modelo, focando em particular os aspectos geradores de satisfação dos objectivos que garantem o apoio ao desenvolvimento socioeconómico das comunidades que servem e sua sustentabilidade no tempo.

1) Prof. Cat. ENSP (UNL), Eng. Civil

2) Prof. Cat. ENSP (UNL), Médico

3) Director SMAS (Sintra), Eng. Civil

4) Prof. Ass. ENSP (UNL), Eng. Químico

5) Prof. Cat. IST (UTL), Eng. Civil

INTRODUÇÃO

Para que exista e subsista um verdadeiro "mercado da água e dos resíduos", é indispensável que a gestão dos sistemas de abastecimento e distribuição e de remoção, reciclagem e aproveitamento seja posta permanentemente em causa e possa ser constantemente comparada *inter pares* (ALEGRE, H., 1994).

Esta tarefa pode ir desde uma avaliação oficial a cargo das entidades estatais reguladoras até uma simples acção interna das próprias empresas privadas de gestão delegada, mas tem que ser levada a cabo, com regularidade e verdade, se quisermos que o sector progrida de forma real.

O trabalho implícito nestes objectivos necessita índices de avaliação e por isso, nos últimos tempos, vimos assistindo a um progressivo interesse no desenvolvimento e aplicação de níveis de serviço.

A presente comunicação tem por finalidade divulgar um esquema de avaliação desenvolvido pelos autores, intitulado Esquema NSDS, em especial na vertente que visa transformar um simples sistema de níveis de avaliação numa poderosa arma de desenvolvimento sustentado, a médio e mesmo longo prazo, e não deixá-lo ficar como modesto repositório do estado de coisas num determinado momento do tempo, destinado apenas a "engordar" o relatório anual ...

Este artigo está concebido em quatro partes distintas e inter-relacionadas: os objectivos inspiradores do modelo adoptado no Esquema de avaliação, a descrição do próprio esquema, o seu possível valor como potenciador de um desenvolvimento sustentável e a extracção de algumas conclusões possíveis neste momento.

1. OBJECTIVOS INSPIRADORES DO MODELO ADOPTADO

Os fundamentos do esquema de níveis de serviço designado por *Esquema NSDS* (sigla representativa da frase "Níveis de Serviço para um Desenvolvimento Sustentável") consubstanciam-se em três grupos, o primeiro dos quais inclui e destaca a finalidade do próprio esquema e os dois restantes encerram, respectivamente, os objectivos consequentes derivados do anterior e aqueles que designámos por "objectivos envolventes" e pretendem assegurar a sustentabilidade do todo o modelo.

O *objectivo principal*, ou finalidade de todo o esquema, consiste em obter um conjunto de índices destinados a medir, de forma objectiva e quantificada, a qualidade dos serviços prestados pelas entidades gestoras de sistemas técnicos de águas de abastecimento, águas residuais e resíduos sólidos.

Os *objectivos derivados* formam um conjunto que incluir, entre outros possíveis, os seguintes:

- a) Apoiar uma correcta aplicação dos fundos a investir em empreendimentos de águas e resíduos;
- b) Avaliar os projectos de investimento já realizados;
- c) Avaliar o estado e a evolução do nível de cumprimento da legislação e da regulamentação nacionais e comunitárias aplicáveis;
- d) Avaliar a prestação do serviço de empresas em que tenha sido delegada a responsabilidade pela exploração dos sistemas;
- e) contribuir para a melhoria dos instrumentos de regulação do mercado do sector de águas e resíduos.

O terceiro grupo de objectivos, aquele que, em certa medida, contribuiu para inovar na matéria da avaliação da qualidade dos serviços e foi criado para satisfazer os grandes preceitos do desenvolvimento sustentável, consiste nos três desideratos seguintes (*objectivos envolventes*):

- a) Estudar níveis de serviço que facilitem, às entidades reguladoras do mercado de águas e resíduos, o seu papel de assegurar uma taxa de crescimento mínimo compatível com outros objectivos de gestão do sector, sejam eles de nível local, regional ou nacional;
- b) Desenvolver indicadores que permitam às entidades gestoras uma actividade socialmente desejável e ambientalmente controlável;
- c) Conferir ao Esquema NSDS uma perspectiva de longo prazo que respeite os critérios éticos de repartição de encargos e impactos entre gerações.

A presente comunicação foca, em especial, as características e a influência deste último grupo de objectivos no resultado final do trabalho de selecção e aplicação de indicadores.

2. O ESQUEMA NSDS

2.1. Modelo Orientador

O Esquema NSDS é constituído sobre uma estrutura arborescente de indicadores, a qual pretende caracterizar e qualificar o nível do serviço prestado aos utentes.

O carácter sazonal ligado aos recursos hídricos e a tradição dos relatórios anuais levaram à adopção do período-base da avaliação igual a um ano civil.

O ponto foi designado como unidade de medida, correspondendo zero pontos à "ausência" de serviço e cem pontos ao serviço "perfeito", numa escala padronizada como se indica:

Serviço mau	0 a 15 pontos
Serviço medíocre	16 a 35 pontos
Serviço sofrível	36 a 50 pontos
Serviço suficiente	51 a 65 pontos
Serviço bom	66 a 85 pontos
Serviço excelente	86 a 100 pontos

A estrutura arborescente acima indicada começa, no topo, por um grau de agregação muito elevado, num patamar designado por *nível global* (ver Fig. 1),

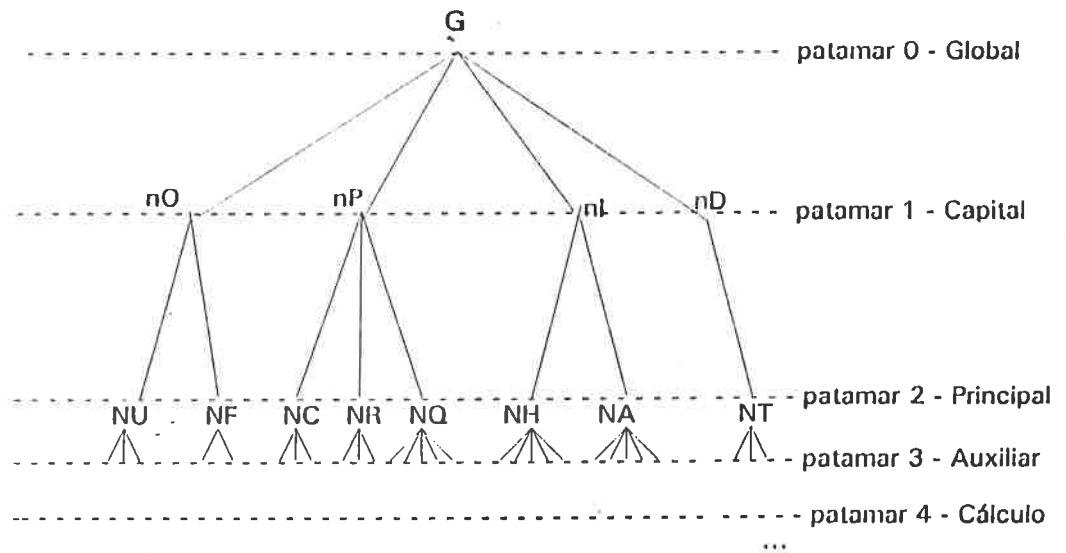


Figura 1 - ESQUEMA NS - ESTRUTURA ARBORESCENTE BASE
(Lobato de Faria et al., 1995)

seguinte-se o patamar chamado de *nível capital*, constituído por 4 níveis de serviço identificados como se segue:

- nO - Organização empresarial e relação com a comunidade
- nP - Funcionalidade
- nI - Impacte ambiental
- nD - Esforço societal

O terceiro patamar é o fulcro decisivo do modelo, pois encerra os 8 níveis de serviço designados por *níveis de serviço principais*, os quais foram os primeiros a serem deduzidos e constituíram a base de desenvolvimento do modelo: para cima, agregaram-se nos dois patamares já indicados (G e nX); para baixo, desagregaram-se em outros dois patamares, apelidados de *nível auxiliar* (Nmi) e de *nível de cálculo* (Mmi.j), este último passível de ser computado a partir de dados obtidos no sistema real.

Os oito indicadores pertencentes ao nível principal retratam outros tantos segmentos duma gestão global, como se pode apreciar pelo seu elenco:

- NU - Atendimento aos utilizadores
- NF - Saúde, segurança e qualificação profissional dos trabalhadores
- NC - Acesso aos sistemas
- NR - Regularidade dos serviços
- NQ - Qualidade dos produtos (águas ou resíduos)
- NH - Impacte nos recursos hídricos
- NA - Impacte em outros recursos
- NT - Custo/Tarifário do serviço

Os indicadores NF, NH e NA constituem uma novidade em avaliações de qualidade no sector de águas e resíduos e serão objecto de análise detalhada no capítulo 3 desta comunicação.

3. DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL E NÍVEIS DE SERVIÇO

3.1. Satisfação dos objectivos envolventes

No final do primeiro capítulo desta comunicação, chamámos a atenção para a importância do cumprimento dos objectivos situados no grupo de objectivos envolventes e enunciámos cada um deles. Dada a natureza e os fins do presente trabalho, tem interesse aprofundar neste momento o assunto, uma vez que já se apresentaram as grandes linhas do Esquema NSDS, importando extrair agora ilações sobre o interesse que a sua aplicação no terreno apresenta para o sector económico em que se integra e para as populações que pretende servir.

Por *desenvolvimento sustentável* entendem os Autores todo o tipo de desenvolvimento socioeconómico cujas características permitam assegurar-lhe duas facetas essenciais:

- 1ª - a sustentação política, científica, tecnológica, financeira e social de que careça para sua implantação na prática, durante todo o período de vigência do seu delineamento programático, no curto e médio prazos;

2ª - a garantia da não hipoteca dos valores e dos recursos das próximas gerações aos ditames das presentes, permitindo deste modo a *sustentação* do desenvolvimento a longo prazo.

O sector económico dos serviços públicos de águas e resíduos constitui, pelo seu carácter especial de contacto com as populações que tem obrigação de servir, uma relevante peça do quadro global do desenvolvimento social. Por outro lado, ele tem, nas entidades gestoras, o principal ou, pelo menos, um dos principais participantes no desenrolar das suas actividades.

Eis as razões que tornam a adequada e conveniente gestão dos sistemas de águas e resíduos num poderoso aliado do desenvolvimento sustentável, tanto mais que estão em causa problemáticas de fundo (como os recursos hídricos, a reutilização da água, a reciclagem dos resíduos) que não podem ser escamoteadas no mundo de hoje, pois estão no centro das preocupações das sociedades modernas.

Os níveis de serviço, ao contribuírem para a avaliação e, conseqüentemente, para a melhoria de tal gestão, destacam-se assim como verdadeiros motores de desenvolvimento e como tal devem ser concebidos, estudados e aplicados.

Vejam os Esquemas NSDS procura integrar estas preocupações.

3.2. Orientações dos níveis de serviço principais com vista a um desenvolvimento sustentável

Os níveis de serviço principais foram concebidos tendo em atenção três vertentes: 1ª) satisfação das necessidades e dos anseios dos consumidores/utilizadores, no seu conceito alargado; 2ª) o respeito pelas garantias de sustentabilidade social e ambiental das actividades das entidades gestoras; 3ª) a obtenção dum esquema de avaliação conducente a valores económicos compatíveis com a situação do mercado, mercê da limitação de exigências nos quadros classificativos da qualidade do serviço.

Na presente comunicação, interessa-nos a segunda das vertentes apresentadas. As restantes duas são tratadas noutras publicações (Lobato de Faria, 1994; Lobato de Faria, Mário Faria, Silva Soares, Gomes de Sousa e Valadares Tavares, 1995), remetendo-se o leitor para a sua consulta.

Os níveis de serviço principais foram discriminados no final do capítulo 2 e podem ser agrupados em função das três vertentes acima referidas do seguinte modo:

- a) Predominância da vertente consumidor/utente: Níveis de Serviço NU - Atendimento aos utilizadores e NC - Acesso aos sistemas.

b) Predominância da vertente desenvolvimento sustentável: Níveis de Serviço NF - Saúde, segurança e qualificação profissional dos trabalhadores, NH - Recursos hídricos e NA - Impacte ambiental.

c) Predominância da vertente técnico-económica: Níveis de Serviço NR - Regularidade dos serviços, NQ - Qualidade dos produtos e NT - Custo/Tarifário do serviço.

Analisemos então os três níveis de serviço principais mais proximamente relacionados com as exigências do desenvolvimento sustentável.

3.3. Saúde, segurança e qualificação profissional dos trabalhadores (NF)

Este nível de serviço calcula-se através de dois níveis auxiliares, NF 1 e NF 2, dedicados respectivamente à saúde e segurança, o primeiro, e à qualificação profissional dos trabalhadores, o segundo.

O nível auxiliar NF 1 é computado a partir de 4 níveis de serviço de cálculo, a saber:

NF 1.1 - Despesas com saúde e segurança (0,40).

NF 1.2 - Inaptidões para o trabalho (0,20).

NF 1.3 - Taxa de frequência dos acidentes ocupacionais (0,20).

NF 1.4 - Taxa de gravidade dos acidentes ocupacionais (0,20).

Entre parêntesis, indicam-se os coeficientes de importância relativa atribuídos a cada valor obtido de acordo com as condições da entidade gestora reveladas ao longo de um ano.

Por sua vez, o nível auxiliar NF 2 obtém-se sopesando 3 níveis de serviço de cálculo:

NF 2.1 - Qualificação profissional dos trabalhadores (0,30).

NF 2.2 - Despesas com formação profissional (0,40).

NF 2.3 - Taxa de formação profissional (0,30).

Os recursos humanos e a manutenção duma procura constante de melhoria da sua qualidade são condição *sine qua non* para uma verdadeira sustentabilidade do desenvolvimento de qualquer serviço público de saneamento básico.

A verificação permanente do estado e da evolução dos 7 indicadores apontados acima, traz consigo um verdadeiro incitamento à melhoria e à procura da excelência.

Não é habitual, no nosso País, a não ser nos casos da EPAL e de raros serviços municipalizados, possuir elementos de informação sobre os aspectos de saúde ocupacional e de qualificação profissional dos trabalhadores. Este facto é muito grave, porquanto as relações de similitude entre a qualidade total do serviço e a qualificação do sector de medicina, segurança e grau de qualificação do trabalho dos seus profissionais são quase sempre constantes: quando melhora uma delas, melhora a outra, e vice-versa.

3.4. Recursos hídricos (NH)

À semelhança do anterior, este nível de serviço não costuma ser objecto de atenção aquando da avaliação da qualidade da gestão das entidades responsáveis pelos serviços públicos de saneamento básico. Tal facto ocorre porque, à primeira vista, um raciocínio simplista ligado às competências municipais no domínio dos recursos hídricos conduz inevitavelmente à conclusão mais sossegada: em italiano, *far niente* ... (não fazer nada ...).

Quando observado na óptica do apoio ao desenvolvimento, porém, este raciocínio não colhe, visto que, seja qual for o ponto de vista segundo o qual se analise o problema, a influência do funcionamento dos serviços de águas de abastecimento, de águas residuais ou de resíduos sólidos em aspectos quantitativos e qualitativos dos recursos em água de âmbito local e, quantas vezes, regional, sejam superficiais ou subterrâneas, não são para desprezar.

Por estas razões, foi criado um nível de serviço principal, denominado "NH - Disponibilidade dos recursos hídricos" o qual se expandiu em níveis auxiliares correspondentes, nos casos dos sistemas de águas de abastecimento e águas residuais, aos problemas nas captações ou nos meios receptores, de realização de actividades na luta contra as cheias ou contra as secas e em expansão de disponibilidades e, no caso dos resíduos sólidos, às inter-relações resíduos-águas nos locais de deposição, transporte, despejo, tratamento e destino final, com realce para as instantes questões postas pelos aterros, controlados ou não.

3.5. Impacte ambiental (NA)

Este nível serviço principal é calculado a partir de cinco níveis auxiliares e constitui também uma inovação em matéria de avaliação das entidades gestoras.

O nível auxiliar NA 1 demonstra a capacidade e interesse das referidas entidades, no âmbito do impacte ambiental, mediante a maior ou menor realização de estudos, formais ou não, com o objectivo de analisar os efeitos em valores ambientais provocados pela existência e funcionamento dos sistemas.

O nível NA 2 procura determinar o impacte no ambiente próximo das obras e da exploração, enquanto os níveis NA 3 e NA 4 buscam o mesmo índice, mas em relação ao impacte em recursos naturais ou construídos e em valores sociais (por exemplo, sítios arqueológicos, obras de arte, valores ecológicos ou paisagísticos).

Por último, o nível NA 5 exprime o valor e a taxa de realização de empreendimentos de minimização do impacto ambiental, revelando assim o maior ou menor interesse que é posto na matéria pela filosofia das entidades gestoras no seu trabalho quotidiano.

4 . ALGUMAS CONCLUSÕES POSSÍVEIS

O corolário da aplicação correcta de qualquer esquema de avaliação não se deve limitar a uma simples correcção do que não está bem ou poderia ser melhor. Importa transformar uma simples colecção, de números - índices ou de designações - padrões, em verdadeiro quadro de prevenção de futuros desvios e acidentes e, ainda mais do que isso, em poderoso elemento de promoção, por um lado, de melhores procedimentos e mais apropriadas tecnologias e, por outro, de mais adequadas atitudes nas relações entidades gestoras - público utente (LOBATO DE FARIA, A. e ALEGRE, H. 1995).

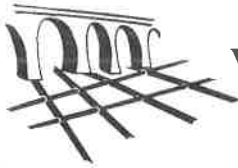
Como os capítulos anteriores bem mostraram, estes salutares princípios referentes à sequência a dar a um processo anual de avaliação encontram-se bem vivos no seio do Esquema NSDS, destinado a avaliar o nível qualitativo atingido pela gestão de sistemas técnicos de águas e resíduos e, também, a orientar, da melhor maneira, essa mesma actividade.

Mediante a presença inédita de alguns novos tipos de indicadores, mais preocupados com as funções ambiental e social das entidades gestoras do que com os aspectos meramente tecnológicos, em simultâneo com os objectivos normais económicos de equilíbrio (reflectido na contenção de custos e na justeza de preços do serviço), o Esquema proposto procura auxiliar os responsáveis pela gestão a atingirem níveis de serviço cada vez melhores, sem dúvida, mas, melhor ainda, cada vez mais consentâneos com um ritmo correcto de desenvolvimento socioeconómico da comunidade envolvente, ritmo que se deseja sustentável.

A progressiva aplicação do Esquema NSDS a casos reais, em diversas áreas do País, virá com certeza cimentar melhor a esperança que nele depositam os seus Autores.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALEGRE, H. (1992) -- Instrumentos de apoio à gestão técnica de sistemas de distribuição de água, Colecção "Teses e Programas de Investigação LNEC", LNEC, Lisboa.
- LOBATO DE FARIA, A; ALEGRE, H. (1995) -- *Paving the way to excellence in water supply systems - a national framework for levels-of-service assessment based on consumers satisfaction*, trabalho vencedor do Maarten Schalekamp Award 1995, Associação Internacional de Distribuidores de Água, Londres, Reino Unido.
- LOBATO DE FARIA, A.; FARIA, M.H.; SILVA SOARES, A.; GOMES DE SOUSA, J.; VALADARES TAVARES, L. (1995) -- *Avaliação dos níveis de serviço das entidades gestoras de sistemas de águas de abastecimento e de águas residuais*, Prémio Água e Progresso do biénio 1993/1995, APRH, Lisboa, Portugal.



Um sentido empresarial na gestão estratégica e integrada da água

João Carlos da Gama Dias Pacheco *

Coimbra, Portugal

RESUMO

O novo quadro legal não pode, nem deve, ser considerado uma ambiguidade ou uma contradição à natureza essencial da gestão municipal, nos precisos termos em que a lei a define, ao estar impossibilitada de se reger por critérios estritamente empresariais, não implicando qualquer diminuição ou redução das atribuições dos municípios, em virtude de não se poder deixar de reconhecer o seu papel decisivo na prossecução dos interesses próprios das populações locais.

O recurso a formas de gestão empresarial, pela filosofia em que assentam, pela experiência que detêm e pela dinâmica que geram, pode constituir o instrumento potenciador do desenvolvimento do mercado e da indústria da água, justificando-se, assim, a intervenção da iniciativa privada no quadro legal da prossecução dos interesses públicos, expressamente cometidos por lei ao poder local, ao abrigo do novo enquadramento legal, a fim de se desenvolver um novo modelo de gestão para o sector, proporcionando um aumento do respectivo grau de "empresarialização", mediante a intervenção da iniciativa privada, com a aceleração do ritmo de investimento necessário à sua prossecução, de modo a potenciar o aproveitamento das capacidades técnicas das empresas nacionais e a facilitar o financiamento da sua actividade a partir das receitas próprias geradas pela sua exploração.

* Jurista
Serviços Municipalizados de Água e Saneamento de Coimbra

SUMÁRIO

A caracterização geral da situação actual do sector. As questões de regulação do mercado. O enquadramento institucional actual e a evolução possível. O quadro legal em vigor e as opções disponíveis. Os instrumentos de apoio a uma política de desenvolvimento sustentável. A gestão dos sistemas multimunicipais. A definição de uma estratégia de mudança e a adopção de uma lógica empresarial. A evolução das soluções possíveis e os problemas da regulação do mercado. A gestão dos sistemas municipais. A missão desempenhada e as dificuldades da gestão directa. As prioridades e a diversidade da gestão autárquica. As vias de solução possíveis e a reformulação da gestão directa. As opções possíveis de exploração dos sistemas municipais. A gestão directa e a gestão delegada. As vantagens, os inconvenientes e as dificuldades encontradas. As soluções disponíveis e a sua concretização prática. Outros modelos de gestão dos sistemas municipais. A necessidade urgente de regulamentação. Os factores de dinamização, as soluções de gestão e as diferenças de estatuto. A prossecução do interesse público e a prevalência da gestão empresarial. A concertação dos interesses em jogo. A vontade de reordenar o mercado e de qualificar o sector da água. As perspectivas e a viabilidade de outras soluções possíveis. As condições para um processo de desenvolvimento sustentado e dinâmico. A promoção de oportunidades de negócio e de políticas de excelência. As vantagens para as autarquias locais e a apetência dos agentes económicos. Os riscos e as condições de sucesso. A necessidade de regulação complementar do mercado

AS IMPLICAÇÕES DO NOVO QUADRO LEGAL

Poder-se-á aceitar que nas zonas de maior concentração populacional, a dispersão geográfica, as debilidades e as insuficiências dos pequenos sistemas autónomos de produção e de distribuição de água para consumo público, a cargo de cada um dos municípios, com capacidades de investimento e de financiamento, particularmente limitadas e bastante diferenciadas, não permitem obter as sinergias necessárias a um serviço público essencial e eficiente, com a garantia de fornecimento de água nas quantidades necessárias, com o respeito pelos padrões de qualidade actualmente exigidos e com a fiabilidade técnica requerida, face aos critérios de qualidade e de atendimento praticados a nível comunitário.

Por via disso, dever-se-á compreender assim a obrigatoriedade de *Portugal* ter de dar um grande salto qualitativo, de modo a conseguir atingir os níveis compatíveis com a sua condição de parceiro comunitário, permitindo a convergência acelerada do sector com

os restantes países da *União Europeia*, sob pena de, perder a oportunidade única de, criteriosamente, reordenar o mercado e qualificar uma indústria da água, verdadeiramente capaz e competitiva.

Com efeito, poder-se-á justificar assim a necessidade e a conveniência em criar sistemas integrados, a operar e a manter com eficiência, congregando os diversos municípios territorialmente envolvidos em soluções técnicas conjuntas e uniformes, designadamente, em termos de criação e posterior aproveitamento de grandes infra-estruturas, adequadas à satisfação de necessidades conjuntas, beneficiando, para esse preciso efeito, das verbas previstas no *Fundo de Coesão*, especialmente vocacionadas para o apoio a projectos estruturantes em regiões carecidas de grandes intervenções e de um financiamento significativo destinado a despesas públicas de investimento na área do ambiente.

Na verdade, poder-se-á aceitar que os *sistemas multimunicipais* ou *sistemas em alta*, compreendidos no espaço geográfico definido a montante da distribuição de água ou a jusante da colecta de esgotos, de importância estratégica, abrangendo a área de pelo menos dois municípios e exigindo um investimento predominante a efectuar pelo *Estado*, em função de razões de interesse nacional, devam assumir uma natureza estruturante, especialmente vocacionados para as grandes áreas metropolitanas, possuidoras de uma grande densidade populacional e com uma grande continuidade no tecido urbano, cabendo ao detentor do *sistema em alta* fornecer água ao detentor do *sistema em baixa*, mediante o pagamento do respectivo preço, o qual tem necessariamente que a adquirir, em virtude de não existir, por via de regra, um outro fornecedor que lhe permita satisfazer as suas necessidades, sujeitando-se aos preços fixados, com consequências imediatas nos respectivos consumidores finais.

Por outro lado, poder-se-á aceitar que os *sistemas multimunicipais* devam ter um pequeno número de clientes, de natureza e âmbito regional, a fim de, no âmbito das actividades de captação, tratamento e distribuição de água para consumo público, através de redes fixas, captar, tratar e fornecer água de qualidade para abastecer as redes municipais já existentes ou a criar no futuro, bem como, no âmbito das actividades de recolha, tratamento e rejeição de efluentes, através de redes fixas, tratar por junto e rejeitar os efluentes recolhidos nas várias redes municipais, não tendo, em princípio, um contacto directo com os consumidores finais, limitando-se a proporcionar a prestação de serviços aos municípios que expressamente o solicitarem.

Todavia, dever-se-á advertir que a criação dos *sistemas multimunicipais* será sempre efectuada por iniciativa governamental, depois de ter sido obtido o parecer, não vinculativo, dos municípios territorialmente envolvidos, constituindo assim uma obrigação daqueles, providenciar pela ligação aos *sistemas multimunicipais* que forem

criados, com o objectivo de promover uma verdadeira cooperação e articulação entre os diversos municípios integrantes, e ainda, se for caso disso, pela criação das condições para harmonização dos respectivos *sistemas municipais*, excepto quando razões ponderosas de interesse público, devidamente reconhecidas a nível governamental, justifiquem o não cumprimento daquela obrigação legal.

Por outro lado, a articulação entre cada *sistema multimunicipal* e os *sistemas municipais* pela respectiva área geográfica será assegurada através de contratos de fornecimento entre a empresa concessionária e cada um dos municípios utilizadores ou respectivos concessionários, ficando igualmente assegurada a proibição de discriminações entre os utilizadores e a flexibilidade necessária para fazer face a flutuações de procura final.

Por via disso, poder-se-á aceitar que os *sistemas multimunicipais* devam, no momento presente, assumir um carácter estritamente público, a exercer em exclusivo, com a participação activa dos municípios como seus únicos clientes ou utilizadores, desempenhando a respectiva actividade no regime jurídico de concessão, de modo a assegurar a prevalência do interesse público, reservando-se, para um momento ulterior, a sua abertura aos capitais privados, nos precisos termos estabelecidos no novo enquadramento legal, posteriormente ao aproveitamento integral dos fundos estruturais, na medida em que se pretende, de forma acentuadamente proteccionista, estruturar o sector em causa, mediante a realização dos investimentos definidos, a fim de criar, quer as bases adequadas a enfrentar as consequências que venham a verificar-se em momento posterior ao termo do período de derrogação para a entrada em vigor do *Mercado Único*, quer a proporcionar o fortalecimento do "know-how" empresarial nacional e a garantir a estabilidade e a eficácia do regime jurídico das concessões.

No entanto, apesar da possibilidade admitida pelo novo enquadramento legal, cumpre ainda lembrar, a título de cautela, a circunstância de se pretender, de forma evidente, atribuir à *IPE - Águas de Portugal, Sociedade Gestora de Participações Sociais, S.A.*, a tarefa de construir e lançar a exploração dos *sistemas multimunicipais*, revelando-se um objectivo de natureza estratégica para o amadurecimento e consolidação de um mercado que se pretende, a médio prazo, particularmente sustentado e, de forma algo paradoxal, maioritariamente dominado por empresas nacionais.

Com efeito, parece assim justificar-se, de forma irreversível e inevitável, o envolvimento da *IPE - Águas de Portugal, Sociedade Gestora de Participações Sociais, S.A.*, no âmbito das actividades de captação, tratamento e distribuição de água para consumo público e das actividades de recolha, tratamento e rejeição de efluentes, em ambos os casos através de redes fixas, na medida em que não pretende afastar-se de todo este processo e de o deixar de controlar, designadamente, ao promover, em parceria com

os municípios territorialmente envolvidos, a criação das diversas empresas concessionárias, destinadas a construir e a operar, em regime de concessão, os vários *sistemas multimunicipais* responsáveis pela captação, tratamento e distribuição de água aos municípios utilizadores.

Na verdade, foi assumida a opção de atribuir ou confiar à *IPE - Águas de Portugal, Sociedade Gestora de Participações Sociais, S.A.*, a tarefa de coordenar a organização das empresas gestoras dos diversos *sistemas multimunicipais*, atribuindo-lhe a missão fundamental de dinamizar e promover o desenvolvimento do mercado de abastecimento de água potável, designadamente, no domínio da distribuição de água em alta, através da coordenação dos investimentos públicos e das consequentes iniciativas empresariais, tendo em vista assegurar níveis de protecção ambiental e de qualidade de serviço, de acordo com os padrões comunitários, a fim de permitir, por um lado, divulgar a sua vocação de verdadeiros especialistas na gestão da água, desde a nascente ao consumidor final, com a experiência e a capacidade empresarial adequadas ao objectivo de proporcionar água de qualidade a outras regiões do país especialmente carenciadas e, por outro lado, a permitir desviar para si a maior parte dos fundos comunitários, nomeadamente, ao abrigo do *II Quadro Comunitário de Apoio*, tendo em vista maximizar, de forma duradoura, a utilidade social deste esforço financeiro único.

Com efeito, importa relembrar que uma importante fatia do *Fundo de Coesão* vai ser destinada às várias empresas concessionárias criadas com a participação da *IPE - Águas de Portugal, Sociedade Gestora de Participações Sociais, S.A.* e, por via disso, a sua aplicação vai ser efectuada, de forma preferencial, nas grandes concentrações urbanas do litoral, a favor de entidades que permitam assegurar uma gestão de tipo empresarial.

Na verdade, a constituição das diversas empresas concessionárias destinadas a assumir a responsabilidade pela construção e exploração dos vários *sistemas multimunicipais* de abastecimento de água e a assegurar a ligação aos municípios utilizadores, a quem continuará a competir a distribuição de água às populações locais, surge perfeitamente enquadrada no novo quadro legal, competindo à *IPE - Águas de Portugal, Sociedade Gestora de Participações Sociais, S.A.*, assumir uma relevante função accionista, subscrevendo a percentagem de 51% do capital social das diversas empresas concessionárias, competindo aos municípios territorialmente envolvidos, que pretendam usufruir do abastecimento de água, subscrever a percentagem de 49% daquele capital social.

Todavia, tem sido perfilhado o entendimento de não admitir uma associação exclusiva de municípios, apesar da possibilidade expressamente admitida ao abrigo do novo enquadramento legal, sem a indispensável participação da *IPE - Águas de Portugal, Sociedade Gestora de Participações Sociais, S.A.*, em virtude da circunstância de lhe

competir assumir um importante papel subsidiário na intervenção dos municípios, promovendo e assegurando a criação de *sistemas multimunicipais*, sobretudo em zonas carenciadas e de forte concentração populacional e onde a capacidade individual de actuação dos municípios se tem revelado particularmente insuficiente para a implementação de grandes infra-estruturas, indispensáveis para a manutenção de um serviço colectivo ou público, desenvolvido ainda e sempre sob responsabilidade pública.

Com efeito, essa orientação poder-se-á justificar, de modo a proporcionar, quer a satisfação da procura dos municípios utilizadores, quer o alargamento dos actuais níveis de cobertura geográfica, quer a progressiva redução dos custos através da racionalidade e eficácia dos meios utilizados nas suas diversas fases, promovendo a melhoria dos parâmetros de qualidade da água e do serviço às populações locais, quer o aumento da fiabilidade técnica dos *sistemas municipais* existentes, quer a correcta gestão dos recursos hídricos nacionais e a implementação de tarifas adequadas, sem colocar em causa, quer a qualidade do serviço prestado, quer a indispensável remuneração do capital investido.

Por outro lado, importa advertir para a conveniência em ponderar, de forma particularmente cuidadosa e atenta, as implicações práticas decorrentes do novo quadro legal, no âmbito da exploração e gestão dos *sistemas multimunicipais*, designadamente, no tocante à participação determinante que se pretende proporcionar à *IPE - Águas de Portugal, Sociedade Gestora de Participações Sociais, S.A.*, na qualidade de entidade pública, de natureza empresarial, a favor de quem pode ser efectuada a concessão, constituindo assim, segundo tudo parece fazer crer, uma solução preferencial, no contexto das diversas possibilidades oferecidas pelo novo enquadramento legal.

Na verdade, poder-se-á concluir que houve a intenção de relegar para os municípios, um papel secundário no âmbito da exploração e gestão dos *sistemas multimunicipais*, na qualidade de participantes, ainda que de forma minoritária, no capital social das diversas empresas concessionárias, na medida em que a participação de empresas privadas, embora legalmente admitida, ao abrigo do enquadramento legal ora referido, não constitui, pelo menos a médio prazo, uma orientação aceite, de bom grado.

Todavia, poder-se-á aceitar que os *sistemas municipais* ou *sistemas em baixa*, sejam todos os restantes, não abrangidos pelos *sistemas multimunicipais*, possuindo um enorme número de clientes ou utilizadores e competindo-lhes a garantir a distribuição domiciliária de água e a recolha de efluentes, sob a responsabilidade ou gestão directa e exclusiva dos municípios ou das associações de municípios, ou atribuída, mediante contrato de concessão, a entidade pública ou a entidade privada de natureza empresarial ou a associação de utilizadores.

Com efeito, *os sistemas municipais* teriam por missão efectuar a distribuição domiciliária de água e a recolha de efluentes, quer por iniciativa individual dos

municípios ou das associações de municípios, quer através da outorga de contratos de concessão a empresas privadas, justificando-se assim a conveniência em ponderar, de forma cuidadosa, as implicações do novo quadro legal, a fim de evitar as consequências resultantes de opções desajustadas à realidade local e os riscos inerentes à condução destes processos negociais.

No entanto, dever-se-á considerar que a delegação da responsabilidade pela gestão operacional e financeira dos *sistemas municipais*, devidamente compreendidos no espaço geográfico definido a partir dos reservatórios de distribuição até aos consumidores finais, mediante a abertura de concurso público e a posterior outorga do correspondente contrato de concessão, pode ser efectuada pelos municípios, apenas quando e onde entenderem e da forma que melhor se possa adaptar à natureza e à especificidade dos respectivos problemas locais, competindo-lhes aguardar pela aprovação e posterior publicação, quer do regime jurídico das *empresas públicas municipais e intermunicipais*, quer do regime legal das *sociedades de economia mista municipal* ou decidir, de imediato, sobre a conveniência e a oportunidade em promover, a curto prazo, a respectiva concessão, quer no tocante à exploração dos *sistemas municipais* existentes, quer ao nível da expansão, reabilitação e construção de outros sistemas.

Na verdade, ao pretender-se estruturar o mercado da água, garantindo a sua solidez financeira e técnica e assegurando, quer o aperfeiçoamento do regime legal das concessões, quer a prevalência do interesse público no sector, quer a transparência dos processos negociais a desenvolver, poder-se-á justificar o entendimento de que a abertura imediata à iniciativa privada, nos precisos termos em que pode ocorrer, vai permitir uma maior intervenção no financiamento e na gestão das infra-estruturas existentes ou a criar, apesar de, simultaneamente, poder implicar efeitos prejudiciais para o tecido empresarial nacional, dotado de empresas com uma experiência no sector escassa relativamente às empresas europeias, possuidoras de uma grande agressividade comercial nos respectivos mercados e com intenções reais de dominar o mercado nacional, de modo a aproveitarem, de forma eficaz e substancial, a totalidade das participações financeiras da *União Europeia* para a área do ambiente.

Todavia, ao admitir-se essa possibilidade, de forma imediata, no âmbito dos *sistemas municipais*, parece ignorar-se o risco da ocorrência de situações de concorrência manifestamente desigual, associadas a práticas de "*dumping*" particularmente prejudiciais para a defesa dos interesses das empresas nacionais, quer se traduzam em tarifas inferiores aos valores praticados pelos municípios antes da concessão, quer na criação de sobretaxas excepcionais, de natureza ilegal, a reverter em favor daqueles, em virtude da circunstância de aquelas, ao pretenderem competir e investir no sector, não serem dotadas de um grande suporte financeiro, que lhes permita suportar, quer a dimensão dos

investimentos iniciais, quer a protelar o objectivo de atingir o "*break even point*" de exploração, optando por assumir os prejuízos iniciais ou, em alternativa, associarem-se às empresas europeias.

DEFINIR UMA ESTRATÉGIA DE MUDANÇA PARA O SECTOR

No entanto, o novo quadro legal não pode, nem deve, ser considerado uma ambiguidade ou uma contradição à natureza essencial da gestão municipal, nos precisos termos em que a lei a define, ao estar impossibilitada de se reger por critérios estritamente empresariais, não implicando qualquer diminuição ou redução das atribuições dos municípios, em virtude de não se poder deixar de reconhecer o seu papel decisivo na prossecução dos interesses próprios das populações locais.

Na verdade, o recurso a formas de gestão empresarial, pela filosofia em que assentam, pela experiência que detêm e pela dinâmica que geram, pode constituir o instrumento potenciador do desenvolvimento do mercado e da indústria da água, justificando-se, assim, a intervenção da iniciativa privada no quadro legal da prossecução dos interesses públicos, expressamente cometidos por lei ao poder local, ao abrigo do novo enquadramento legal, a fim de se desenvolver um novo modelo de gestão para o sector, proporcionando um aumento do respectivo grau de "*empresarialização*", mediante a intervenção da iniciativa privada, com a aceleração do ritmo de investimento necessário à sua prossecução, de modo a potenciar o aproveitamento das capacidades técnicas das empresas nacionais e a facilitar o financiamento da sua actividade a partir das receitas próprias geradas pela sua exploração.

Com efeito, a referida solução, cuja validade ora se reafirma, com convicção e razoável certeza, em virtude da sua importância estratégica, poderá proporcionar aos municípios interessados algumas vantagens significativas, designadamente:

- < Ao poderem obter níveis de eficiência na gestão que melhor contribuam para a utilidade e comodidade das populações locais servidas, quer pelo nível de preços efectivamente praticado, quer pela fiabilidade técnica proporcionada na exploração de cada *sistema municipal*, com a garantia de melhoria contínua da qualidade do serviço prestado;
- < Ao poderem delegar a responsabilidade operacional e financeira dos *sistemas municipais*, mantendo o controlo das decisões estratégicas inerentes ao serviço público prestado, garantindo uma maior transparência perante a população local servida pelo *sistema municipal* que representam, a fim de permitir o seu desenvolvimento sustentado, a preços controlados, na esfera de decisão local;

- ⟨ Ao poderem, através da participação no capital social das várias empresas concessionárias dos *sistemas multimunicipais* e na proporção dos capitais investidos, ainda que de forma minoritária, de conhecer e intervir nas decisões de gestão, designadamente, na fixação das tarifas que terão de suportar como clientes;
- ⟨ Ao beneficiarem da possibilidade de participarem nos resultados de exploração, podendo representar uma fonte de aumento dos rendimentos municipais, designadamente, ao permitir-lhes superar os défices orçamentais, de que padecem a maior parte dos municípios, frequentemente confrontados com a necessidade de terem de praticar preços, calculados abaixo do custo de produção, por razões de ordem social;
- ⟨ Ao poderem ultrapassar as dificuldades sentidas por todos eles, no sentido de serem capazes de gerar receitas próprias suficientes para cobrir os respectivos custos de exploração, de modo a não condicionar o desempenho eficaz das suas atribuições legais, na medida em que os municípios nem sempre se mostram capazes de garantir o equilíbrio dos respectivos orçamentos, especialmente debilitados pela habitual falta de ponderabilidade na respectiva elaboração;
- ⟨ Ao poderem demonstrar, na prática, um empenhamento efectivo na resolução dos verdadeiros problemas que afectam a qualidade de vida das populações locais e cuja dimensão requer, para o efeito, uma gestão de substrato empresarial, evitando as situações frequentes de imputar a outrem a responsabilidade pelo adiamento das decisões, continuando a assumir, conforme lhes deve competir, um papel determinante no desenvolvimento económico e no bem-estar social das populações locais;

Perante essa circunstância determinante, poder-se-á justificar o esforço dos municípios, em adoptar uma posição negocial particularmente forte, coesa e uniforme, de modo a poderem assumir um papel preponderante na gestão, quer das várias empresas concessionárias dos *sistemas multimunicipais*, quer dos respectivos *sistemas municipais*, aguardando, caso assim o julguem conveniente, pela aprovação e posterior publicação, quer do regime jurídico das *empresas públicas municipais e intermunicipais*, quer do regime legal das *sociedades de economia mista municipal*, antes de optarem por uma das hipóteses previstas no novo quadro legal, evitando, na medida do possível, quer a criação de dificuldades onde, quase sempre, não se justificam, quer o risco de enveredarem, sem reservas, por soluções negociais que, nem sempre, parecem ser aquilo que, na verdade, deveriam ser, ao pretenderem realizar um significativo encaixe financeiro, libertando-se dos encargos com a exploração dos *sistemas municipais* e beneficiando da criação de sobretaxas excepcionais, de natureza ilegal, sob pena de,

perderem a oportunidade de fazerem algo de útil para a qualidade de vida das populações locais.

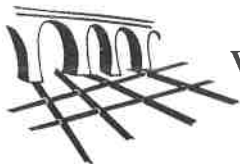
No entanto, torna-se indispensável, a coordenação de esforços na implementação da nova política para o sector e a regulação eficaz e adequada do respectivo funcionamento, a fim de tornar o mercado da água especialmente atractivo, quer em termos de concorrência, quer em termos de transparência, permitindo a mobilização dos capitais necessários para o seu desenvolvimento sustentado, a preços controlados, com a garantia de protecção dos consumidores, mediante a definição de uma estratégia rigorosa que permita acautelar os interesses das empresas nacionais, sujeitos ao risco iminente da internacionalização do sector, em virtude da sua reconhecida desvantagem competitiva.

Na verdade, justificar-se-á o entendimento de que a gestão dos *sistemas municipais* deve ser reformulada, de modo a garantir a respectiva operacionalidade, competindo aos municípios assumir um papel importante na condução de todo este processo e no desenvolvimento do mercado e da indústria da água, designadamente, em termos da escolha do rumo que se afigurar mais adequado à realidade local, mostrando-se disponíveis para cooperar com os parceiros estratégicos que vierem a escolher, quer para assegurar o bom funcionamento dos respectivos *sistemas municipais*, quer para estabelecer fórmulas de associação ou cooperação recíprocas, quer para elaborar os respectivos projectos de concessão, na medida em que exigem e justificam uma especial capacidade para os realizar, quer para escolher soluções técnicas integradas e eficazes, mais ajustadas à realidade de cada um dos municípios interessados, evitando a escolha de algumas opções desajustadas, com consequências prejudiciais irreversíveis.

Com efeito, ao abrigo do novo enquadramento legal, os municípios podem ser efectivamente capazes de desenvolver redes de distribuição, suficientemente dimensionadas, de adoptar práticas de exploração e de manutenção apropriadas, de fixar tarifas adequadas e de assegurar uma eficaz gestão comercial, a fim de garantir um acréscimo de eficácia e qualidade na prestação dos serviços, beneficiando dessa forma os respectivos utentes, enquanto consumidores finais.

Por via disso, deve competir aos municípios efectuar a selecção criteriosa dos parceiros estratégicos mais adequados à gestão e exploração de cada um dos *sistemas municipais*, em termos de uniformidade e rigor, escolhendo a proposta mais vantajosa para os interesses que lhes cabe prosseguir, baseada na qualidade da solução global, na eficiência e qualidade do serviço a prestar aos clientes e em tarifas adequadas a cobrir os respectivos encargos de exploração.

Abastecimento de Água



Regimes transitórios em condutas elevatórias.

Parte I - Modelo elástico versus modelo rígido.

José M. Abreu¹⁾, Enrique Cabrera²⁾

*Departamento de Eng^a Civil, Universidade de Coimbra
3049 Coimbra Codex, Portugal*

RESUMO

O presente artigo tem por principais objectivos auxiliar o projectista de sistemas elevatórios na compreensão dos efeitos do choque hidráulico bem como fornecer indicações práticas gerais para a análise dos referidos sistemas.

Na Parte II é proposta uma metodologia aproximada, baseada no modelo rígido, que tem a vantagem de tornar mais evidente os efeitos dos principais parametros intervenientes aquando da paragem, por interrupção do fornecimento de energia eléctrica, de um grupo electrobomba. O inconveniente desta aproximação está em não se considerarem as oscilações secundárias, sobrepostas ao comportamento transitório base, causadas pelas ondas elásticas (efeito da celeridade finita do sistema). Por este facto, na Parte I do artigo, após uma apresentação sucinta das características e parametros do sistema bem como dos métodos de análise adoptados (modelos elástico e rígido), efectua-se uma análise dos limites de validade do modelo rígido.

¹⁾ Assistente (FCTUC)

²⁾ Professor Catedrático (Univ. Politécnica de Valencia, Espanha)

INTRODUÇÃO

No projecto de novas condutas elevatórias ou na ampliação da capacidade de transporte de sistemas existentes assume especial importância a análise dos regimes transitórios.

Em geral, a situação mais desfavorável ocorre após a paragem dos grupos, sendo este o transitório analisado no presente artigo, embora em sistemas com bombas cujas curvas características Q-H apresentem um valor de altura a válvula fechada muito superior à altura de regime, como ocorre frequentemente com as bombas submersas nos poços, as sobrepressões resultantes do arranque possam ser superiores às registadas na paragem (Thorley, 1991).

A paragem de uma bomba pode ser realizada pelo operador (paragem programada) ou produzir-se por interrupção do fornecimento de energia eléctrica ao motor da bomba (paragem accidental). A diferença essencial está em que no primeiro caso a paragem inicia-se com o fechamento, a velocidade controlada, da válvula de manobra e a bomba apenas se desconecta do respectivo motor eléctrico após o fechamento completo da válvula. Na paragem accidental, pelo contrário, após a interrupção de energia o binário motor anula-se de modo quase instantâneo, ficando a bomba desconectada do motor e sujeita apenas à acção do fluido.

A paragem accidental das bombas, considerada como a situação mais desfavorável no âmbito da análise dos regimes transitórios em condutas elevatórias, é a situação considerada no presente artigo.

CARACTERISTICAS E PARAMETROS DO SISTEMA

O sistema elevatório básico considerado no presente artigo (Fig. 1) é constituído por uma conduta única de características uniformes ligando dois reservatórios de grandes dimensões, possuindo na sua extremidade montante um grupo electrobomba (possivelmente equivalente, para efeitos de modelação, à associação de vários grupos, em paralelo ou em série).

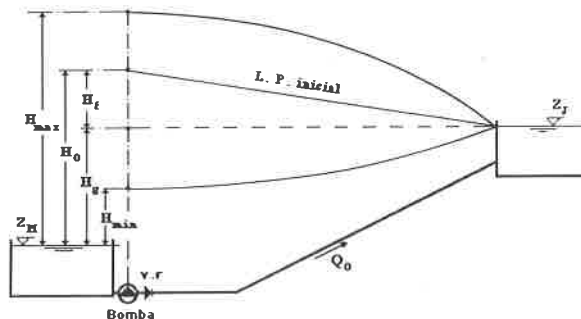


Fig.1. Esquema do sistema elevatório. Simbologia.

Admite-se que cada grupo esteja protegido por uma válvula de retenção com comportamento ideal: fecho instantâneo quando o caudal se anula na respectiva secção.

a) Elemento conduta

Aceitando as hipóteses convencionais (Chaudhry, 1987 ; Wylie e Streeter, 1993), válidas na quase totalidade dos casos de aplicação corrente, as equações básicas são as seguintes:

- Equação da continuidade:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{a^2}{g A} \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (1)$$

- Equação da dinâmica:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + g A \frac{\partial H}{\partial x} + f \frac{Q |Q|}{2 D A} = 0 \quad (2)$$

nas quais: H =cota piezométrica instantânea; Q =caudal instantâneo; x =distância ao longo do eixo da conduta; t =tempo; a =celeridade das ondas elásticas; f =factor de atrito; A =área da secção transversal da conduta; D =diâmetro da conduta; g =aceleração da gravidade. A resolução deste sistema de equações é, em geral, efectuada através do método das características (MOC), o qual permite a substituição das duas equações diferenciais parciais (Eqs. 1 e 2) pelas duas equações diferenciais totais (equações de compatibilidade):

$$dH \pm \frac{a}{g A} dQ + \frac{f dx}{2 g D A^2} Q |Q| = 0 \quad \text{com} \quad \frac{dx}{dt} = \pm a \quad (3)$$

Note-se que o comportamento dinâmico de um trecho de conduta é completamente definido por dois parametros:

$$B = \frac{a}{g A} \quad ; \quad R = \frac{f dx}{2 g D A^2} \quad (4)$$

designados, respectivamente, por impedância característica e coeficiente de resistência da conduta (Wylie e Streeter, 1993).

Tanto para $a \rightarrow \infty$ como para $\partial H/\partial t \rightarrow 0$ (variações lentas de cota piezométrica, independentemente do valor da celeridade), da equação da continuidade (Eq.1) obtém-se

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (5)$$

pelo que o fluido na conduta se comporta como uma massa rígida (em cada instante o caudal é o mesmo em todas as secções da conduta), $Q=Q(t)$, transformando a Eq.2 em:

$$\frac{dQ}{dt} + g A \frac{\partial H}{\partial x} + f \frac{Q |Q|}{2 D A} = 0 \quad (6)$$

Integrando esta equação entre duas secções da conduta, x_0 e x_0+L , para um instante genérico t ,

e reorganizando termos obtem-se

$$\underbrace{\frac{L}{gA} \frac{dQ}{dt}}_{\text{inércia}} + \underbrace{(H(x_0+L) - H(x_0))}_{\text{carga motriz}} + \underbrace{\frac{fL}{2gDA^2} Q|Q|}_{\text{resistência}} = 0 \quad (7)$$

que caracteriza o modelo rígido no trecho de conduta considerado. A Eq. 7 mostra que a diferença de cota piezométrica entre os extremos de um trecho de coluna rígida (carga motriz) é utilizada para acelerar o fluido e vencer o atrito.

Tal como no modelo elástico, comportamento dinâmico de uma coluna rígida é também definido por dois parâmetros: o coeficiente de resistência R e um novo parâmetro inercial

$$I = \frac{L}{gA} \quad (8)$$

designado por inertância (Evangelisti, 1969). Os parâmetros B (elástico) e I (rígido) podem facilmente relacionar-se através do tempo de percurso L/a

$$B = \frac{a}{gA} = \frac{I}{L/a} \quad (9)$$

Em conclusão, o comportamento dinâmico de um elemento de conduta uniforme é função dos seguintes efeitos interdependentes (Almeida, 1983):

- inércia da coluna líquida (parâmetro I)
- resistência hidráulica (parâmetro R)
- propagação das ondas elásticas (parâmetro L/a)

Ao utilizar o modelo rígido, considera-se a coluna líquida incompressível, $a \rightarrow \infty$, e o último efeito é desprezado.

b) Elemento grupo electrobomba equivalente

Considerando válidas durante os regimes transitórios as curvas características das bombas utilizadas em regime permanente (hipótese quasi-estacionária), estas podem ser convenientemente representadas, utilizando as variáveis propostas por Marchal et al. (1965), por duas curvas contínuas WH(x) e WB(x) que fornecem a carga e o binário adimensionais,

$$WH(x) = \frac{h}{\alpha^2 + q^2} \quad ; \quad WB(x) = \frac{\beta}{\alpha^2 + q^2} \quad (10)$$

em função da variável independente x

$$x = \pi + \arctg\left(\frac{q}{\alpha}\right) \quad (11)$$

Nas equações anteriores foram utilizadas as variáveis reduzidas:

$$h = \frac{H}{H_r}, \quad q = \frac{Q}{Q_r}, \quad \alpha = \frac{N}{N_r}, \quad \beta = \frac{M}{M_r} \quad (12)$$

em que H, Q, N e M representam, respectivamente, os valores instantâneos da carga, caudal, velocidade de rotação e binário na bomba e o índice r indica as mesmas quantidades referidas ao ponto de maior rendimento. Em geral uma bomba pode trabalhar em qualquer ponto do intervalo $0 < x < 2\pi$. No entanto, como no caso presente admitimos a existência de válvula de retenção estamos limitados ao 1º quadrante. Os dados disponíveis (Donsky, 1961 ; Wylie e Streeter, 1993) são apresentados na Fig. 2 para tres bombas de velocidades específicas, n_s , iguais a 25, 147 e 261 (unidades métricas).

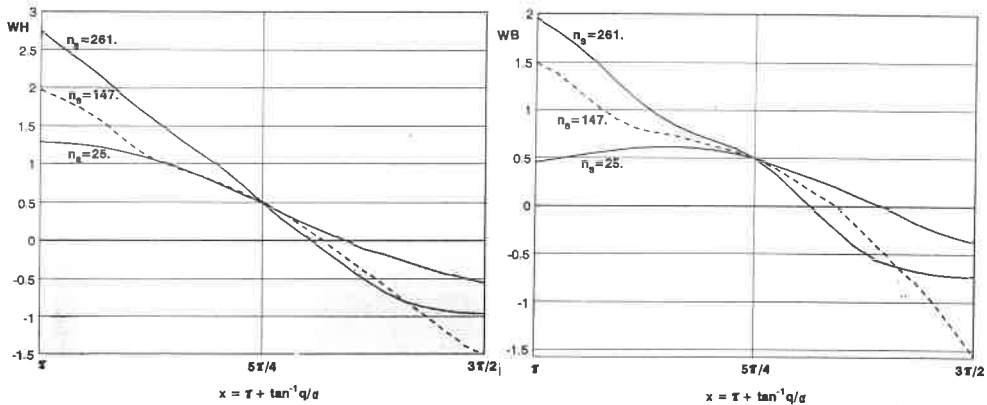


Fig. 2. Curvas características adimensionais para diferentes valores de n_s

A equação das massas girantes, no caso da interrupção do fornecimento de energia, admitindo a anulação instantânea do binário motor, escreve-se:

$$M = -I_g \frac{d\omega}{dt} \quad (13)$$

na qual M é o binário resistente no instante t para o qual a velocidade angular das massas girantes, de momento de inércia I_g , é ω (rad/s). Utilizando as variáveis reduzidas (12) a equação anterior pode ser escrita da seguinte forma:

$$\frac{d\alpha}{dt} = -\frac{30}{\pi} \frac{M_r}{I_g N_r} \beta \quad (14)$$

c) Elemento reservatório

Admite-se que os reservatórios são de grandes dimensões, ou seja, que o nível das respectivas superfícies livres se mantém constante no decurso dos transitórios, e que coincide com a cota piezométrica ($Z_j=H$).

RESOLUÇÃO DO TRANSITORIO ATRAVÉS DO MODELO ELASTICO

O domínio de validade das Eqs. 1 e 2, correspondentes a um trecho de conduta uniforme é o semi-espaço infinito no plano x-t definido por: $0 \leq x \leq L$, $t \geq 0$. Como consequência da aplicação do método das características (intervalos de tempo especificados) o domínio temporal é discretizado em intervalos de cálculo Δt e a conduta uniforme dividida num certo número de trechos de comprimento Δx , obtendo-se uma malha rectangular (Fig.3).

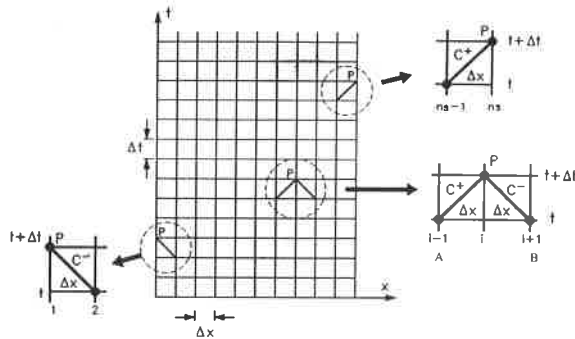


Fig. 3. Discretização do domínio.

A integração das equações de compatibilidade (Eq.3), pelo método das diferenças finitas explícito, ao longo das curvas características entre dois pontos A e P, no caso da característica C^+ , e entre B e P no caso da característica C^- , conduz a duas equações algébricas (equações características):

$$C^+ : H_P - H_A + B(Q_P - Q_A) + R Q_A |Q_A| = 0 \quad (15)$$

$$C^- : H_P - H_B - B(Q_P - Q_B) - R Q_B |Q_B| = 0 \quad (16)$$

que permitem calcular as incógnitas Q_P e H_P em qualquer ponto interior da malha desde que se conheçam os valores dessas variáveis, em A e B, num instante anterior.

Na fronteira montante (grupo electrobomba) as equações características da bomba (10) e a equação das massas girantes (14) são as equações adicionais que substituem a falta da equação característica C^+ . Resolvidas em simultâneo com a equação característica C^- (Eq. 16), permitem obter o sistema não-linear:

$$\begin{cases} Z_M - H_B + B Q_B - R Q_B | Q_B | - B Q_r q + H_r (\alpha^2 + q^2) WH(x) = 0 \\ (\alpha^2 + q^2) WB(x) + \beta_{t-1} + \frac{\pi I_g N_r}{15 \Delta t T_r} (\alpha - \alpha_{t-1}) = 0 \end{cases} \quad (17)$$

que fornece, em cada instante de cálculo t , o caudal e a velocidade de rotação da bomba.

Na fronteira jusante (reservatório) como a cota piezométrica se mantém constante e igual a Z_I , o caudal Q_p pode ser calculado substituindo na Eq.15 H_p por Z_I .

RESOLUÇÃO DO TRANSITORIO ATRAVÉS DO MODELO RIGIDO

Adoptando o modelo rígido, o movimento da coluna líquida será caracterizado pela Eq. 7, que de acordo com o presente problema se escreve:

$$\frac{dQ}{dt} = \frac{g A}{L} \left(H - H_0 + \frac{f L}{2 g D A^2} Q^2 \right) \quad (18)$$

na qual H é a altura fornecida pela bomba. Definindo o tempo característico $t^* = t/T_w$, e utilizando as Eqs.10 e 12, a equação anterior pode escrever-se em variáveis adimensionais como:

$$\frac{dq}{dt^*} - (\alpha^2 + q^2) WH(x) + 1 + h_f (q^2 - 1) = 0 \quad (19)$$

Utilizando procedimento análogo, a Eq. 13 das massas girantes escreve-se:

$$\frac{d\alpha}{dt^*} = - \frac{1}{\Gamma_b} (\alpha^2 + q^2) WB(x) \quad (20)$$

na qual,

$$\Gamma_b = \left(\frac{2\pi}{60} \right)^2 \frac{g I_g \eta_r N_r^2}{\gamma L V_0 Q_r} \quad (21)$$

As Eqs.19 e 20 constituem um sistema de equações diferenciais ordinárias (E.D.O.) que permite calcular, em cada instante, o caudal e a velocidade de rotação da bomba. Os valores da altura de elevação e binário da bomba são determinadas, tal como no modelo elástico, com base nas respectivas curvas características (Eq. 10).

A incapacidade por parte do modelo rígido de armazenar energia elástica, para a devolver posteriormente, traduz-se no bloqueio da solução ao se alcançar o caudal nulo no sistema. Por este facto, apenas podemos, de forma directa, determinar os valores das máximas depressões no sistema. No entanto é sabido (Donsky, 1961) e será confirmado posteriormente no presente artigo, que no caso de se desprezar o atrito as máximas sobrepressões relativas na bomba corresponderão aproximadamente, em valor absoluto, aos correspondentes valores das máximas depressões.

FRONTEIRA ENTRE OS MODELOS ELASTICO E RIGIDO

Tendo em consideração a simplicidade que muitas vezes se obtém ao resolver o transitório através do modelo rígido, resulta particularmente interessante conhecer quando este procedimento é aceitável do ponto de vista das aplicações em engenharia (erro de cálculo inferior, digamos, a 2%). Em Abreu et al. (1996a e 1996b) apresenta-se uma análise bastante exaustiva desta problemática. Resumem-se aqui algumas das principais conclusões.

É prática corrente após as contribuições de Allievi, em especial dos seus ábacos para o cálculo das sobrepressões originadas pelo fechamento total de uma válvula, os resultados do modelo elástico serem apresentados em função dos parâmetros utilizados por aquele autor:

$$\rho = \frac{B}{2} \frac{Q_0}{H_0} = \frac{a V_0}{2g H_0} \quad ; \quad \theta = \frac{T_0}{\frac{2L}{a}} \quad (22)$$

ou como uma combinação de parâmetros equivalentes, em função do tipo de condição de contorno que origina o transitório (Wood e Jones, 1973 ; Parmakian, 1963 ; Kinno e Kennedy, 1965 ; Donsky et al, 1979 ; Russ e Karney, 1985). T_c corresponde, no caso analisado por Allievi, ao tempo de fechamento da válvula; genericamente corresponderá ao tempo característico de variação do caudal.

Em geral a resposta transitória de um sistema pode ser visualizada como constituída pela respectiva resposta rígida, à qual se pode sobrepor uma oscilação proveniente dos efeitos elásticos. A metodologia proposta em Abreu et al. (1996a e 1996b) consiste exactamente em tratar em primeira aproximação o regime transitório como rígido. Este procedimento permite evidenciar os principais parâmetros dimensionais do problema, bem como obter uma interpretação física mais clara da sua influência no transitório. Posteriormente, a influência dos efeitos elásticos é quantificada através do parâmetro elástico ρ .

Demonstra-se (Abreu et al., 1996a e 1996b) que os valores extremos de pressão gerados num transitório, bem como o domínio de validade do modelo rígido dependem, para além dos efeitos elásticos e do atrito, da lei inerente de variação de caudal imposta na fronteira, do tempo de variação do mesmo, T_c , e da inércia da coluna líquida. Estes dois últimos efeitos podem ser quantificados com base num parâmetro inercial, Γ , definido como:

$$\Gamma = \frac{T_c}{T_w} \quad (23)$$

em que T_w é o designado tempo de inércia rígido (tempo que leva uma coluna líquida rígida ideal com velocidade V_0 a atingir o repouso, quando sujeita a uma diferença de carga constante H_0 entre os seus extremos) dado por:

$$T_w = I \frac{Q_0}{H_0} = \frac{L V_0}{g H_0} \quad (24)$$

O parametro adimensional Γ_b (Eq. 21), é o parametro inercial equivalente no caso de um sistema elevatório. De facto, designando por T_m (Kinno and Kennedy, 1965 ; Donsky et al, 1979) o tempo de inércia mecânica da bomba (tempo no qual a unidade é desacelerada desde a velocidade de referência até 0, quando desconectada do motor eléctrico)

$$T_m = \frac{2\pi}{60} \frac{I N_r}{T_r} = \left(\frac{2\pi}{60}\right)^2 \frac{I \eta_r N_r^2}{\gamma H_r Q_r} \quad (25)$$

- este tempo é o inverso do parametro da bomba K_1 (Parmakian, 1963 ; Kinno and Kennedy, 1965) - o parametro Γ_b será definido como

$$\Gamma_b = \frac{T_m}{T_w} \quad (26)$$

ou seja, o tempo de anulação de caudal na secção da bomba (que no caso da válvula era coincidente com o respectivo tempo de manobra) passa a não ser conhecido *á priori*, sendo substituído agora por um tempo função das características hidráulicas e de inércia dos grupos, T_m , para caracterizar a rapidez de variação de caudal após a anulação do binário motor.

Foi elaborado um conjunto de gráficos com base no modelo elástico (Abreu et al., 1986b), através dos quais se podem calcular as depressões máximas, para diferentes valores dos parametros inercial Γ_b , elástico ρ , e de perda de carga h_f , após a saída de serviço do grupo electrobomba. As figuras 4 e 5 correspondentes, respectivamente, aos parametros de perda de carga $h_f=0.0$ e $h_f=0.1$ mostram também a linha de separação entre as zonas em que a discrepância entre os resultados do modelo rígido e elástico é superior e inferior a 2%.

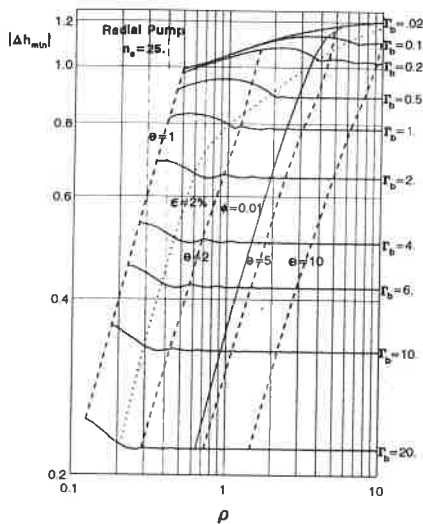


Fig. 4. Fronteira entre modelos ($h_f=0.0$)

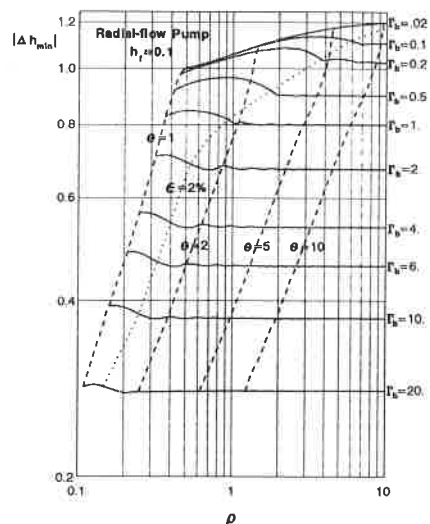


Fig. 5. Fronteira entre modelos ($h_f=0.1$)

As figuras anteriores permitem visualizar zonas (abaixo e à direita da linha a pontilhado, onde as curvas são praticamente planas), nas quais o valor das depressões máximas alcançadas após a paragem do grupo são independentes do parâmetro elástico ρ , o que equivale a dizer que nos encontramos no domínio de validade do modelo rígido.

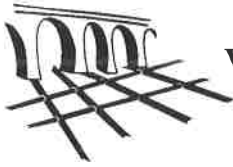
Pode verificar-se que embora o atrito afecte os valores da máxima depressão tem pouca influência na delimitação da região de validade do modelo rígido.

Excepto para valores de Γ_b muito baixos ($\Gamma_b < 1$) pode considerar-se admissível a utilização do modelo rígido sempre que se verifique a condição:

$$\rho \sqrt{\Gamma_b} > 1 \quad (27)$$

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abreu, J.M.; Guarga, R.; Izquierdo, J. Editores (1995), *Transitorios y oscilaciones en sistemas hidráulicos a presión*. Ed. U.D. Mecánica de Fluidos. Universidad Politécnica de Valencia.
- Abreu, J.M.; Cabrera, E.; Izquierdo, J.; García-Serra, J. (1996a), "*Flow Modelling in pressurized systems. From water hammer to steady state. I: Fundamentals*". Remetido ao Journal of Hydraulics Engineering, ASCE.
- Abreu, J.M.; Cabrera, E.; Izquierdo, J.; García-Serra, J. (1996b), "*Flow Modelling in pressurized systems. From water hammer to steady state. II: Examples*". Remetido ao Journal of Hydraulics Engineering, ASCE.
- Almeida, A.B. (1982), *Manual de protecção contra o golpe de ariete em condutas elevatórias*. LNEC. Lisboa.
- Almeida, A.B. (1983), "*Efeitos especiais de inércia em regimes hidráulicos transitórios em pressão*". Anais do 3º Congresso Nacional de Mecânica Teórica e Aplicada. Lisboa.
- Chaudhry, H. (1987), *Applied hydraulic transients*. Van Nostrand Reinhold Company Inc, New York.
- Donsky, B. (1961), "*Complete pump characteristics and the effect of specific speeds in hydraulic transients*". Journal Basic Engineering. ASME, Diciembre, 685-699.
- Donsky, B.; Byrne, R.; Barlett, P. (1979), "*Upsurge and speed-rise charts due to pump shut-down*". Journal of the Hydraulic Division. ASCE. Junio, 661-674.
- Evangelisti, G. (1969), "*Water hammer analysis by the method of characteristics*". L'Energia Elettrica, nº 10, 11 e 12.
- Kinno, H.; Kennedy, J.F., (1965), "*Water hammer charts for centrifugal pump systems*". Journal of the Hydraulic Division. ASCE. 91(HY3), 247-270.
- Parmakian, J. (1963), *Water hammer analysis*. Dover Publications, Inc., New York.
- Russ, E. e Karney, B., (1985), "*Charts for water hammer in high head pump discharge lines resulting from pump failure and check valve closure*". Can. Journal Civil Eng. 12, 137-149.
- Thorley, A.R.D. (1991), *Fluid transients in pipeline systems*. D&L George LTD. Herts. England.
- Wood, D.J. e Jones, S.E. (1973), "*Water-hammer charts for various types of valves*". Journal of the Hydraulic Division. ASCE. 99(HY1).
- Wylie, E.B; Streeter, V.L. (1993), *Fluid transients in systems*. Prentice Hall. Englewood Cliffs. New York.



Regimes transitórios em condutas elevatórias.

Parte II - Metodologia aproximada baseada no modelo rígido.

José M. Abreu¹⁾, Enrique Cabrera²⁾

*Departamento de Eng^a Civil, Universidade de Coimbra
3049 Coimbra Codex, Portugal*

RESUMO

O presente artigo tem por principais objectivos auxiliar o projectista de sistemas elevatórios na compreensão dos efeitos do choque hidráulico bem como fornecer indicações práticas gerais para a análise dos referidos sistemas.

Na Parte I verificou-se que a resposta transitória de um sistema pode, em geral, ser visualizada como constituída pela respectiva resposta rígida à qual se pode sobrepor uma oscilação proveniente dos efeitos elásticos. Na Parte II pretende-se destacar a valiosa contribuição do modelo rígido no entendimento qualitativo e quantitativo do fenómeno. Apresenta-se uma metodologia para o cálculo das pressões extremas e efectua-se uma análise crítica do método proposto por Mendiluce, muito difundido em Portugal.

Em instalações simples e em fase de predimensionamento, ou na impossibilidade de acesso a meios de cálculo automático, a metodologia proposta permite uma avaliação aproximada das variações de pressão extremas após a saída de serviço dos grupos.

¹⁾ Assistente (FCTUC)

²⁾ Professor Catedrático (Univ. Politécnica de Valencia, Espanha)

INTRODUÇÃO

Na Parte I verificou-se que a resposta do modelo rígido após a saída de serviço de um grupo electrobomba é descrita pelo seguinte sistema de E.D.O. :

$$\begin{cases} \frac{dq}{dt^*} = (\alpha^2 + q^2) WH(x) - 1 - h_f(q^2 - 1) \\ \frac{d\alpha}{dt^*} = \frac{1}{\Gamma_b} (\alpha^2 + q^2) WB(x) \end{cases} \quad (1)$$

Assim, de acordo com o modelo rígido, a caracterização do transitório que ocorre no sistema elevatório pode ser efectuada com base em 3 parâmetros, a saber:

- número específico de rotações, $n_s = \frac{N_0 \sqrt{Q_0}}{H_0^{3/4}}$

(n_s e N_0 [r.p.m.]; Q_0 [m³/s]; H [m]), admitindo que a caracterização das curvas características da bomba, $WH(x)$ e $WB(x)$, seja efectuada pelo respectivo valor de n_s ;

- parâmetro inercial, $\Gamma_b = \frac{T_m}{T_w} = \left(\frac{2\pi}{60}\right)^2 \frac{g I_g \eta_0 N_0^2}{\gamma L V_0 Q_0}$

(I_g [Kg.m²]; γ [N.m⁻³]). Na definição de Γ_b , assim como de n_s , admitiu-se que o regime permanente inicial é coincidente com o ponto de maior rendimento da bomba. Em termos energéticos (Almeida, 1981) o parâmetro Γ_b corresponde à relação entre a energia cinética das massas girantes e a energia cinética inicial da coluna líquida, corrigida pelo factor η_0 igual à eficiência da bomba nas condições de referência.

- parâmetro de perda de carga, $h_f = \frac{H_f}{H_0}$

Vamos analisar a forma como cada um destes 3 parâmetros influencia a solução do sistema (1).

ANÁLISE DA SOLUÇÃO OBTIDA ATRAVÉS DO MODELO RÍGIDO

No caso de se considerarem nulas as perdas de carga ($h_f=0$) o transitório será influenciado apenas pelos dois primeiros parâmetros, n_s e Γ_b . A Fig. 1 permite visualizar essa

influência no valor das máximas depressões relativas, $\Delta h_{\min} = H_{\min}/H_0$, geradas após paragem accidental dos grupos, junto das respectivas válvulas de retenção.

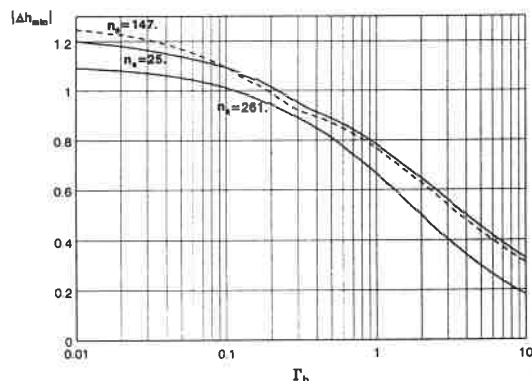


Fig. 1. Depressões máximas para diferentes valores de n_s .

Pode observar-se que a influência de n_s é relativamente diminuta quando comparada com a do parâmetro inercial Γ_b .

Excepto para valores muito pequenos de Γ_b ($\Gamma_b < 0.1$), pode concluir-se que ao aumentar o valor n_s as variações de pressão são inferiores, ou seja, em igualdade de circunstâncias uma bomba radial origina superiores a uma bomba axial. Repare-se, no entanto, que a variação do valor de n_s de 25 para 147 r.p.m. (que abrange o campo de utilização mais corrente das turbobombas) não produz grande alteração no valor das depressões máximas. Compreende-se assim que a bomba correspondente ao menor valor de n_s seja normalmente escolhida para figurar nos vários gráficos encontrados na bibliografia (Kinno e Kennedy, 1965 ; Donsky et al, 1979 ; Ruus e Karney, 1985).

Após a interrupção do fornecimento de energia aos motores dos grupos, a única energia que permanece para fazer com que a bomba siga girando em sentido directo é a energia cinética das massas girantes (motor, bomba e água no interior da bomba). Uma parte desta energia é cedida à coluna líquida e embora seja insuficiente para manter o escoamento contra a carga resistente, retarda o instante de anulação do caudal. Durante este processo e, em consequência da redução da velocidade de rotação, o caudal e a carga na secção da bomba vão decrescendo. Considerando $n_s = 25$, a Fig.2 mostra a influência do parâmetro Γ_b nas tendências de variação temporal das variáveis envolvidas (q , h , α e β). Pode verificar-se a existência de duas situações distintas dependentes do valor de Γ_b , igualmente ilustradas no plano q-h na Fig. 3.

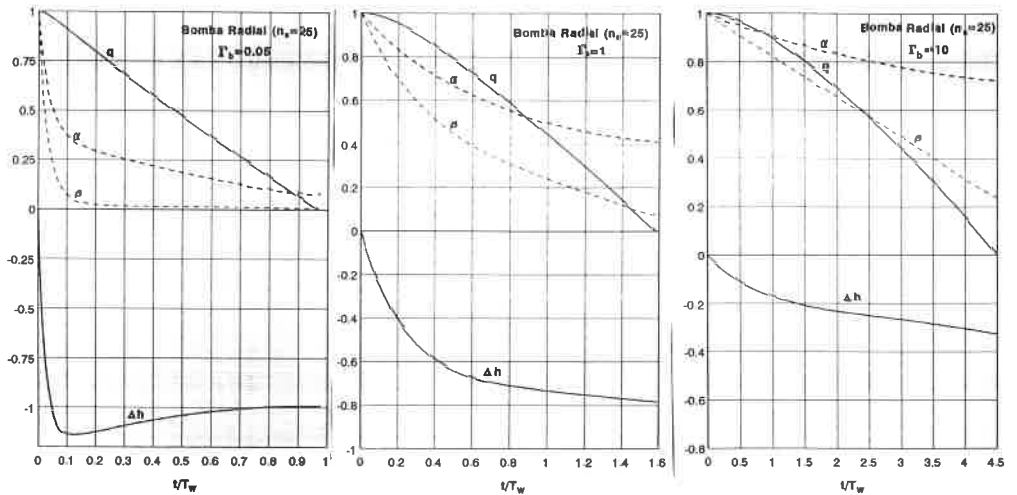


Fig. 2. Variação temporal de q , Δh , α e β para diferentes valores de Γ_b .

i) Para valores muito pequenos de Γ_b (pequena inércia das massas girantes) há tendência para uma diminuição inicial muito rápida de α acompanhada da correspondente diminuição de Δh , que atinge rapidamente o seu valor mínimo. Este valor pode corresponder a alturas de elevação relativas h negativas (na situação presente sempre que $\Gamma_b < 0.22$) pelo que a bomba funcionará nestes casos na zona de dissipação e turbinagem. Ao caso limite $\Gamma_b = 0$ (inércia da bomba nula), corresponderia uma variação instantanea de Δh , desde as condições de regime até ao valor correspondente à intercepção da curva $\beta = 0$ com a vertical $q = 1$, seguindo depois aquela curva ($\beta = 0$) até ao instante de anulação do caudal. O comentário anterior justifica os valores limites das depressões máximas da Fig. 1. De facto, a máxima depressão ocorre para aquela bomba a qual corresponda uma curva $\beta = 0$ mais inclinada, por

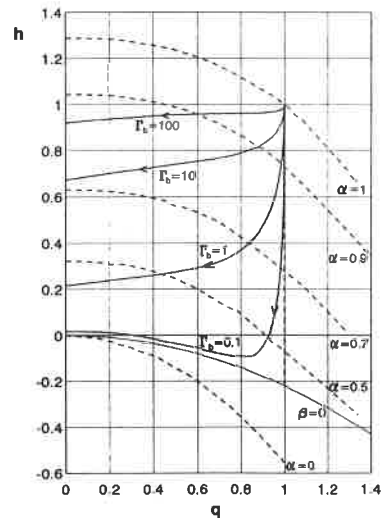


Fig. 3. Trajectórias descritas pelo ponto de funcionamento da bomba no plano q - h para diferentes valores de Γ_b .

forma a que a intercepção desta curva com a vertical $q=1$ defina o valor mais baixo de h . Como se observa na Fig. 3, para a bomba com $n_s=25$ este valor é aproximadamente igual a -0.2 , enquanto que a bomba com $n_s=147$ tem uma curva $\beta=0$ mais inclinada a que corresponde $h=-0.3$ ocorrendo o inverso para a bomba axial ($n_s=261$) a que corresponde $h=-0.1$ (Donsky, 1961).

Observe-se ainda o facto de nesta zona o tempo de anulação do caudal T_c ser aproximadamente igual ao tempo de inércia rígido, T_w .

ii) Para valores do parâmetro Γ_b superiores a 0.2 as bombas funcionarão exclusivamente na zona de bombagem normal (valores de h sempre positivos). No entanto, a depressão máxima apenas ocorrerá em simultâneo com o momento de anulação do caudal no caso de $\Gamma_b \geq 0.36$. Este momento é bem patente na discontinuidade exibida para aquele valor de Γ_b na Fig. 1.

As figuras anteriores permitem ainda retirar as seguintes conclusões:

- Para valores diminutos de Γ_b o perfil de caudal (velocidade) é aproximadamente linear; aumentando o valor de Γ_b , o perfil de velocidades vai lenta e progressivamente afastando-se do perfil linear, fundamentalmente nos instantes iniciais (cf. Fig.2).

- De um modo geral, a paragem da bomba não ocorre no momento de anulação do caudal, sendo o valor de α (e β) residual tanto mais elevado quanto maior Γ_b . Por outras palavras, a percentagem de energia útil cedida pelas massas girantes vai diminuindo com Γ_b . Em consequência, a eficiência de um eventual volante de inércia, para protecção contra o golpe de ariete, vai diminuindo à medida que o valor de Γ_b aumenta.

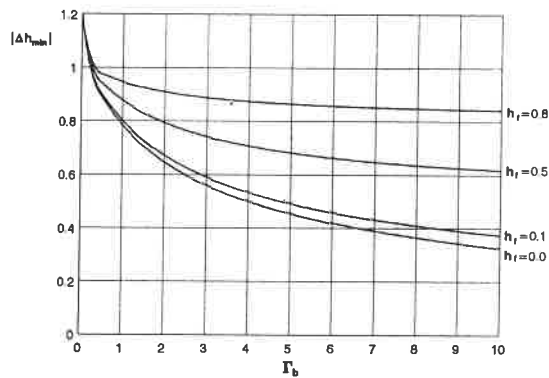


Fig.4. Influência de h_f na depressão máxima.

Analise-se agora a influência do atrito. Como se verifica através da Fig. 4 o atrito conduz a um aumento, em valor absoluto, das depressões máximas relativas e também a um aumento do tempo de anulação do caudal (Fig. 5).

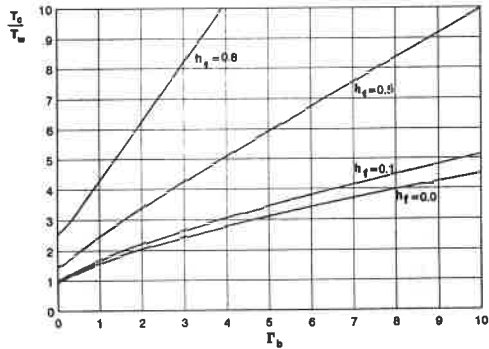


Fig.5. Influência de h_f no tempo de paragem da coluna liquida T_c .

A aparente contradição é facilmente compreendida ao interpretar a Fig. 6 que apresenta a título de exemplo, um sistema caracterizado por um valor de $h_f=0.5$, e um sistema equivalente (mesmo valor de Γ_b) considerando nulas as perdas de carga e admitindo que a cota do reservatório de jusante se eleva de $H_f=0.5 H_0$ de forma a manter o valor de H_0 . Como se observa ao sistema com atrito corresponde uma maior depressão relativa, embora a descida da linha piezométrica em relação à posição de equilíbrio seja menor.

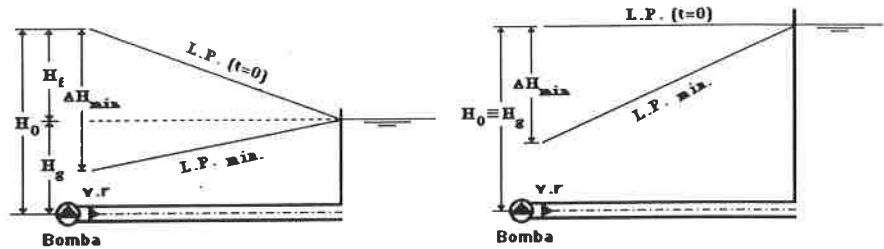


Fig.6. Influência do atrito em dois sistemas com o mesmo valor de Γ_b .

ANÁLISE DA METODOLOGIA DE MENDILUCE

Mendiluce (1972) com base num balanço energético, supondo que a coluna liquida se comporta como rígida (desprezando efeitos elásticos), apresenta a seguinte expressão para a determinação do tempo de anulação do caudal:

$$T_c = \frac{L V_0 + \frac{PD^2 \omega_0^2}{4g Q_0} \eta_0}{g \left(H_g + \frac{H_f}{2} \right)} \quad (2)$$

(Q_0 [l/s], $PD^2=4gI_g$ [kgf.m²]). Esta expressão foi obtida igualando a energia cinética inicial (coluna líquida e grupo elevatório) ao trabalho realizado pelas forças gravítica e tangenciais (dissipativas) entre os instantes inicial e final (anulação do caudal), na hipótese da variação de caudal ser linear.

A Eq. 2 pode ser escrita, em função do parâmetro inercial Γ_b , como:

$$T_c = (1 + \Gamma_b) \frac{L V_0}{g \left(H_g + \frac{H_f}{2} \right)} \quad (3)$$

A expressão anterior pretendia ser uma justificação analítica da fórmula 'experimental' apresentada alguns anos antes (Mendiluce, 1965)

$$T_c = C + K \frac{L V_0}{g H_0} \quad (4)$$

em que C e K são coeficientes experimentais tabelados em função do gradiente hidráulico H_0/L e do comprimento da conduta, respectivamente (Mendiluce, 1965). Ainda segundo Mendiluce o coeficiente K pretendia representar o efeito da inércia do grupo.

Almeida (1981, 1991) apresenta uma expressão alternativa, segundo o autor mais adequada para grupos de maior inércia

$$T_c = \frac{2}{3} (1 + \Gamma_b) \frac{L V_0}{g H_0} \quad (5)$$

que corresponde a efectuar a hipótese da variação de caudal ser parabólica.

A metodologia proposta por Mendiluce consiste em determinar, a partir dos dados do sistema elevatório, o valor de T_c . Os valores das pressões extremas são calculados respectivamente pela fórmulas:

$$\Delta H = \frac{a V_0}{g} \quad (\text{Joukowsky}) \quad ; \quad \Delta H = \frac{2 L V_0}{g T_c} \quad (\text{Michaud}) \quad (6)$$

consoante T_c seja menor ou maior que o tempo de fase $2L/a$.

Vamos mostrar que esta metodologia é inconsistente do ponto de vista formal, apenas fornecendo resultados dentro da ordem de magnitude da solução do problema e em certos casos aproximadamente correctos, pelo facto de compensar erros no processo de cálculo. De facto, é fácil demonstrar que o tempo T_c calculado de acordo com (2) ou (4) é superior ao real, o que pressuporia resultados contra a segurança, mas como a fórmula de Michaud proporciona pressões extremas duas vezes superiores às que seriam obtidas, nas mesmas condições, com

base no modelo rígido, os efeitos compensam-se parcialmente.

A Fig. 7 apresenta os tempos de anulação do caudal T_c (adimensionalizados, através do tempo de inércia rígido, T_w) em função do parâmetro inercial Γ_b . Pode concluir-se que qualquer que seja o valor de Γ_b a expressão de Mendiluce (2) conduz a um tempo T_c superior ao correspondente valor obtido através do modelo rígido, crescendo o erro à medida que aumenta o valor do parâmetro Γ_b . É fácil demonstrar que impondo na extremidade montante de uma conduta uma lei de caudal (velocidade) do tipo

$$Q = Q_0 \left(1 - \frac{t}{T_c} \right)^m \quad (7)$$

com $m \geq 1$, a correspondente depressão máxima é, de acordo com o modelo rígido:

$$\Delta H = -m \frac{L V_0}{g T_c} \quad (8)$$

ou seja, para $m=1$ obtém-se um valor, que é justamente metade do valor obtido pela fórmula de Michaud.

A sobreposição dos dois erros, que como vimos têm sinais contrários e portanto tendem a compensar-se, permite que a metodologia proposta por Mendiluce forneça valores para a depressão máxima da mesma ordem de grandeza dos obtidos pelo modelo rígido, como se pode observar na Fig.8.

A correcção proposta por Almeida (1981, 1991) para além de melhorar os resultados na zona correspondente a valores elevados de Γ_b (grupos com altos valores de I_g ou equipados com volante de inércia) é formalmente mais correcta, já que para $m=2$ (recorde-se que, por hipótese, se considerou na dedução da Eq. 5 uma variação parabólica de caudal) a expressão (8) coincide com a fórmula de Michaud.

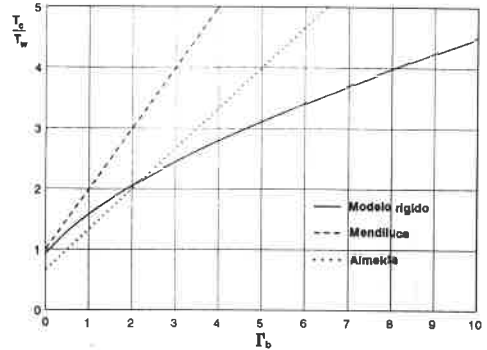


Fig.7. Tempo de paragem da coluna líquida, T_c , em função do parâmetro Γ_b .

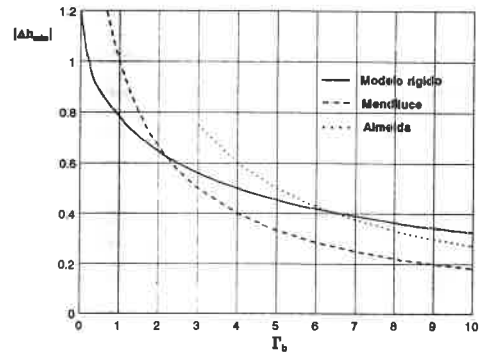


Fig.8. Depressões calculadas com base nos vários métodos em função do parâmetro Γ_b .

METODOLOGIA PROPOSTA

A explicação para o facto do balanço energético proporcionar, sobretudo para valores elevados de Γ_b , tempos de paragem da coluna líquida T_c superiores aos reais é simples. Na análise energética é contabilizada a energia cinética inicial das massas girantes, mas o que ocorre é que quando a coluna se imobiliza (fecho da válvula de retenção) o grupo tem uma velocidade de rotação residual, que denominamos N_{res} . A Fig.3 mostra que esta velocidade residual tende a aumentar com o valor de Γ_b . Por consequência a energia cinética das massas girantes a contabilizar no balanço energético deverá ser:

$$\Delta E_{g_{rot.}} = \frac{1}{2} I (\omega_0^2 - \omega_{res}^2) = \left(\frac{2\pi}{60} \right)^2 \frac{1}{2} I (N_0^2 - N_{res}^2) \quad (9)$$

No caso de se introduzir esta correcção na análise energética (De Martino,1977 ; Almeida,1981), o tempo de paragem da coluna líquida T_c pode ser determinado através da seguinte equação de 2º grau:

$$\Gamma_b = \frac{\frac{6}{5} \frac{T_c}{T_w} - 1}{1 - \frac{H_0}{H^*} \left(1 - 1.5 \frac{T_w}{T_c} \right)} \quad (10)$$

em que H^* representa a altura da bomba a caudal zero.

A solução de (10) comparada com os resultados do modelo rígido mostra uma excelente concordância, como se verifica na Fig.9.

Na dedução da Eq.10 considerou-se uma lei de caudal correspondente a $m=1.5$ (Eq.7). A justificação desta escolha é apresentada na Fig.10.

Em resumo, uma metodologia análoga à de Mendiluce, embora bastante mais precisa e coerente, consiste em determinar o tempo de paragem da coluna líquida a partir da Eq.10, ou alternativamente com base na Fig. 9. O posterior cálculo da depressão máxima (suposta igual à posterior sobrepressão máxima) é efectuado com base na fórmula:

$$\Delta H = -1.5 \frac{L V_0}{g T_c} \quad (11)$$

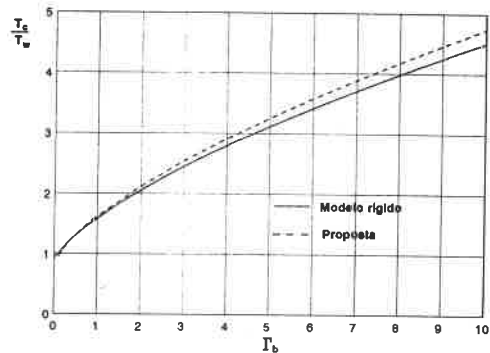


Fig.9. Comparação do tempo de paragem da coluna líquida, T_c , calculado com base na metodologia proposta e no modelo rígido.

A Fig. 11 mostra que esta aproximação é bastante precisa para $\Gamma_b > 3$.

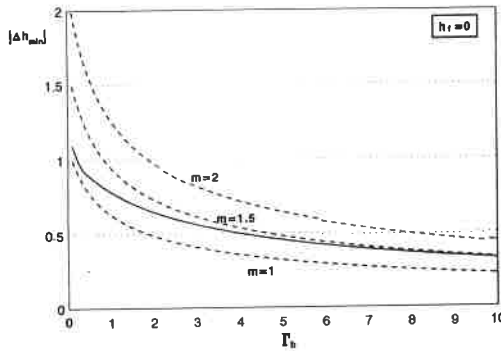


Fig. 10. Leis de caudal (Eq.7) versus paragem de bomba.

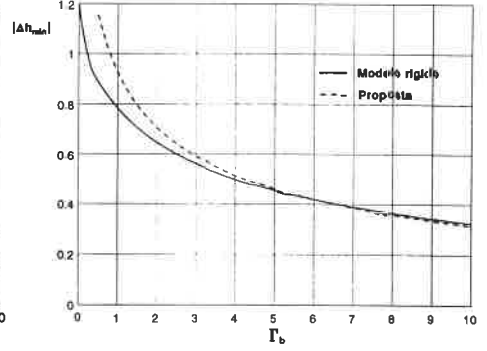
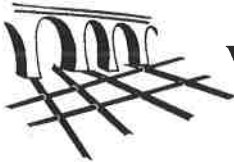


Fig. 11. Comparação das depressões máximas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abreu, J.M.; Guarga, R.; Izquierdo, J. Editores (1995), *Transitorios y oscilaciones en sistemas hidráulicos a presión*. Ed. U.D. Mecánica de Fluidos. Univ. Politecnica de Valencia.
- Abreu, J.M.; Cabrera, E.; Iglesias, P.; Izquierdo, J. (1995), "El golpe de ariete en tuberías de impulsión. Comentarios a las expresiones de Mendiluce". Ingeniería del Agua. Vol.2, N°2.
- Almeida, A.B. (1981), *Regimes hidráulicos transitórios em condutas elevatórias*. Tese de Doutoramento. IST, Lisboa.
- Almeida, A.B. (1991), *Proteção contra o golpe de ariete*. Manual de Saneamento Básico. MARN, Direção Geral dos Recursos Naturais. Lisboa.
- De Martino, G. (1973), "Sul calcolo del GD_2 negli impianti di sollevamento". L'Energia Elettrica, n°8, 487-500
- Donsky, B. (1961), "Complete pump characteristics and the effect of specific speeds in hydraulic transients". Journal Basic Engineering. ASME, Diciembre, 685-699.
- Donsky, B.; Byrne, R.; Barlett, P. (1979), "Upsurge and speed-rise charts due to pump shut-down". Journal of the Hydraulic Division. ASCE. Junio, 661-674.
- Kinno, H.; Kennedy, J.F., (1965) "Water hammer charts for centrifugal pump systems". Journal of the Hydraulic Division. ASCE. 91(HY3), 247-270.
- Mendiluce, E. (1965) "Investigación teórico-práctica de los valores reales del golpe de ariete por parada brusca del grupo motor bomba en impulsiones". Dyna, n°3 e n°4.
- Mendiluce, E. (1972) "Golpe de ariete. Nueva comprobacion analitica y experimental de la formula del tiempo de parada en impulsiones". Revista de Obras Publicas, Julho, 575-586.



Análise de transitórios em sistemas complexos. Exemplos.

José M. Abreu¹⁾, Enrique Cabrera²⁾

*Departamento de Eng^a Civil, Universidade de Coimbra
3049 Coimbra Codex, Portugal*

RESUMO

Muitos sistemas hidráulicos possuem topologias complexas e os efeitos do golpe de aríete podem ser alterados de forma apreciável relativamente aos casos usualmente analisados de sistemas simples, compostos por uma conduta única e uniforme.

Existe a convicção de que as condições transitórias são intrinsecamente menos severas no caso de sistemas mais complexos devido às sucessivas reflexões e transmissões das ondas. Embora em muitos casos esta convicção possa traduzir algo da realidade, como se mostra nesta comunicação, analisam-se alguns exemplos que demonstram que as pressões extremas em sistemas ramificados ou malhados podem exceder as correspondentes a um sistema simples.

Como consequência, cada caso concreto deve ser analisado tendo em consideração as características específicas do sistema e do respectivo regime de exploração. Para este efeito, o recurso a adequados programas de simulação e análise em computador torna-se imprescindível.

¹⁾ Assistente (FCTUC)

²⁾ Professor Catedrático (Univ. Politécnica de Valencia, Espanha)

INTRODUÇÃO

Na comunicação anterior fez-se referência ao sistema grupo electrobomba-conduta elevatória, que em conjunto com o sistema reservatório-conduta-válvula, constituem os sistemas clássicos da teoria de Allievi. Nestas situações existe uma conduta única uniforme limitada por um reservatório de grandes dimensões e por um órgão perturbador, que constitui a fonte do regime transitório que se pretende analisar. As fórmulas empíricas bem como grande parte das metodologias simplificadas são válidas para este tipo de sistema, que passa a ser designado por sistema simples.

No entanto, na maioria das instalações físicas a resolução do problema clássico não é mais que uma simplificação do sistema real por quanto, por exemplo, os grupos electrobomba funcionam em paralelo ligados à conduta de compressão por um sistema colector ou por um conjunto de condutas convergente, as condutas são constituídas por diversos trechos em série com diferentes características ou encontram-se dispostas de forma a constituírem um sistema ramificado ou malhado. Na presente comunicação, entende-se por sistema hidráulico complexo o sistema constituído por qualquer número de condutas, dispostas segundo qualquer topologia, e podendo conter em qualquer secção condições de fronteira específicas (reservatórios, válvulas, bombas, etc).

O escoamento transitório subsequente a uma perturbação originada em qualquer ponto do sistema depende não só do modo como esta, sob a forma de ondas elásticas de pressão, se propaga através do meio conduta-fluído sofrendo atenuações e eventuais ampliações como consequência dos efeitos da dissipação de energia, mas também da forma como interactua com os restantes componentes da instalação e eventuais singularidades dos sistemas. Estas podem corresponder a qualquer alteração das características das conduta (diâmetro, espessura ou celeridade), ou a nós onde convergem várias condutas.

Existe a convicção de que as condições transitórias são intrinsecamente menos severas no caso de sistemas mais complexos devido às sucesivas reflexões e transmissões das ondas. Embora em muitos casos esta convicção possa traduzir algo da realidade, são analisados nesta comunicação alguns exemplos que demonstram que as pressões extremas em sistemas complexos podem exceder as correspondentes a um sistema simples.

Sendo os fenómenos transitórios nestes sistemas extremamente complexos, o objectivo da primeira parte desta comunicação é ajudar à percepção física do fenómeno e realçar a importância do seu estudo. A influência das descontinuidades das condutas na propagação e transmissão das ondas utiliza-se como exemplo ilustrativo de como uma perturbação originada num determinado ponto do sistema se vê amortecida ou ampliada devido à topologia do mesmo.

COEFICIENTES DE REFLEXÃO E TRANSMISSÃO

A Fig. 1 representa a zona adjacente ao nó de um sistema composto de duas condutas em série ($A_1 \neq A_2$), o qual transporta, em regime permanente, um caudal Q_0 . Suponhamos que na extremidade jusante se gera uma perturbação, por exemplo devida ao fechamento parcial de uma válvula, dando origem a uma onda de pressão, ΔH . Esta onda propagar-se-á com uma celeridade a_1 através da conduta 1 e em determinado instante t encontrar-se-á nas proximidades do nó como se representa na Fig. 1a). Ao atingir o nó, a onda transmite-se parcialmente para a conduta 2 e em simultâneo origina uma onda reflectida na conduta 1. A Fig. 1b representa a situação momentos depois da perturbação ter alcançado o nó.

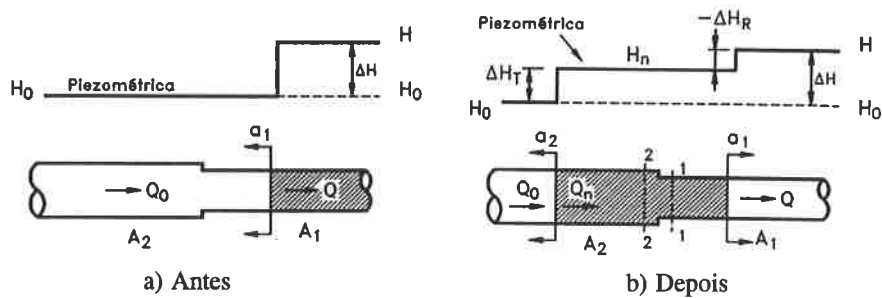


Fig. 1. Nó correspondente a um sistema de condutas em série.

Efectuando algumas hipóteses simplificativas (desprezar o efeito da dissipação de energia e admitir no nó a inexistência de capacidade de armazenamento e uma cota piezométrica única em cada instante) a aplicação do princípio da sobreposição de efeitos permite definir as magnitudes das ondas reflectida e transmitida:

$$\Delta H_r = H_n - H \quad (1)$$

$$\Delta H_t = H_n - H_0 \quad (2)$$

em que $H_n = H_1 = H_2$ é a cota piezométrica única no nó em cada instante. As magnitudes das ondas de pressão reflectida e transmitida podem relacionar-se com a magnitude da onda incidente através dos coeficientes de reflexão e transmissão, respectivamente. Define-se *coeficiente de reflexão*, para a conduta por onde viaja a perturbação, como a relação entre os incrementos de pressão reflectido e incidente no nó,

$$r = \frac{\Delta H_r}{\Delta H} \quad (3)$$

De forma idêntica, o *coeficiente de transmissão* será dado pela relação entre os incrementos de pressão transmitido à outra conduta (conduta 2) e incidente no nó,

$$s = \frac{\Delta H_t}{\Delta H} \quad (4)$$

É fácil verificar que:

$$r = s - 1 \quad (5)$$

A quantificação destes coeficientes pode ser efectuada em função das condições iniciais e da magnitude da onda incidente, obtendo-se (Abreu et al.,1995):

$$s = \frac{\Delta H_t}{\Delta H} = \frac{2 \frac{A_1}{a_1}}{\frac{A_1}{a_1} + \frac{A_2}{a_2}} \quad (6)$$

O coeficiente de reflexão pode agora ser calculado através de (5).

Estas noções de coeficiente de reflexão e transmissão podem generalizar-se a um nó onde convergem n condutas (Fig.2). Por exemplo, uma onda de pressão que chegue ao nó através da conduta 1, transmite-se às restantes $n-1$ condutas e em simultâneo origina uma onda reflectida que se propagará em sentido oposto ao longo da conduta 1.

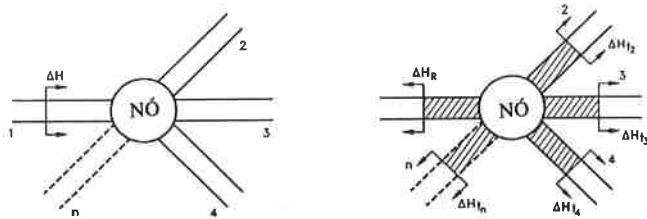


Fig. 2. Nó genérico.

O coeficiente de reflexão, de acordo com a sua definição, continuará a ser definido por (3), enquanto o coeficiente de transmissão corresponderá agora à relação entre o incremento de pressão transmitido a cada uma das restantes condutas e o incremento de pressão correspondente à perturbação incidente, ou seja:

$$s_i = \frac{\Delta H_{t_i}}{\Delta H} \quad i = 2, 3, \dots, n \quad (7)$$

De forma análoga ao caso anterior, a aplicação do princípio da sobreposição de efeitos permite concluir que o coeficiente de transmissão é igual para qualquer das condutas ligadas ao nó e que a relação (5) se mantém válida. A generalização de (6) permite escrever:

$$s = \frac{2 \frac{A_1}{a_1}}{\frac{A_1}{a_1} + \frac{A_2}{a_2} + \dots + \frac{A_n}{a_n}} \quad (8)$$

A análise da expressão anterior permite compreender como, em princípio, uma perturbação originada numa conduta se vê amortecida ao atingir um nó no qual concorrem várias. Por este facto se generalizou a convicção, a que se aludiu anteriormente, de que os regimes transitórios são intrinsecamente menos severos no caso dos sistemas complexos. Embora em vários casos esta convicção possa traduzir a realidade vai mostrar-se, através de alguns exemplos, que não se pode generalizar.

EXEMPLOS ILUSTRATIVOS

Exemplo 1 : Condutas em série

O sistema de duas condutas em série representado na Fig. 3 constitui o exemplo mais simples e convincente do que acaba de se referir. Considera-se para os dois trechos de conduta, com comprimento de 500 m, uma celeridade de 1000 m/s. Despreza-se o efeito da perda de carga distribuída. A perda de carga localizada inicial na válvula, permite que em regime permanente circule pela conduta um caudal de 0.77 m³/s. A este caudal corresponde uma velocidade de aproximadamente 1.0 m/s, na conduta de diâmetro 1.0 m . Foram analisados os três seguintes casos:

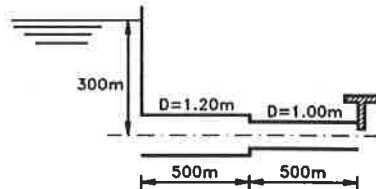


Fig. 3. Sistema de condutas em série.

- a) Fechamento instantâneo da válvula;
- b) Fechamento rápido e linear da válvula ($T_c = 1$ s);
- c) Fechamento lento e linear da válvula ($T_c = 4$ s);

Os resultados foram comparados com os obtidos num sistema hidráulicamente equivalente constituído por uma conduta uniforme de diametro 1.0 m . As Figs. 4 e 5 apresentam os resultados correspondentes ao *primeiro caso (fechamento instantâneo)* nas secções imediatamente a montante da válvula e correspondente ao nó de condutas, respectivamente. Ao caso da conduta uniforme corresponde a designada resposta de Joukowski, constituída por uma onda de pressão rectangular de período $4L/a$ e amplitude definida pela fórmula de Joukowski (Allievi):

$$\Delta H_J = \pm a \cdot \frac{V_o}{g} \approx \pm 100 \text{ m} \quad (9)$$

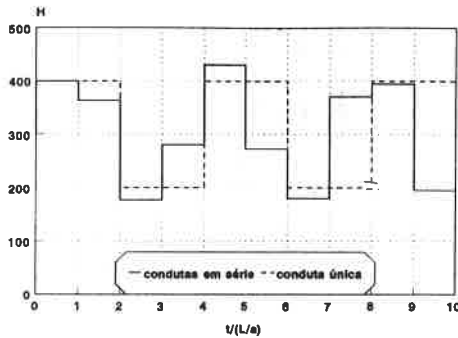


Fig. 4. Cota piezométrica na válvula.

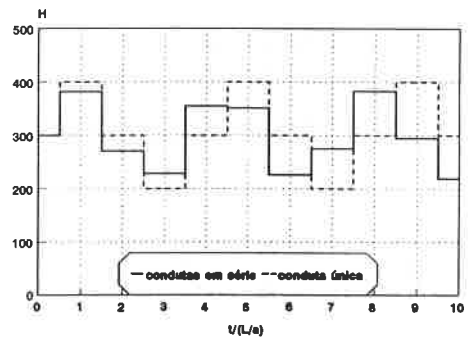


Fig. 5. Cota piezométrica no nó.

Para o sistema de condutas em série verifica-se que os valores extremos de pressão alcançados excedem os valores correspondentes ao caso da conduta uniforme, ou seja, os valores previstos pela fórmula de Joukowski. A máxima sobrepressão corresponde a 130 m, ou seja, 30% superior ao valor de Joukowski. Este facto não deverá ser considerado por si só surpreendente pois aquela fórmula é válida, em manobras instantâneas ou rápidas, sob algumas hipóteses restrictivas, das quais as mais significativas são considerar que as perdas por atrito na conduta são nulas e que não há qualquer interferência de ondas reflectidas. Esta última hipótese não é verificada no caso do sistema de condutas em série. De acordo com a expressão do coeficiente de transmissão (6) a primeira onda ao chegar ao nó é amortecida, já que $s = 2 \cdot 1.0^2 / (1.2^2 + 1.0^2) = 0.82$, pelo que $\Delta H_1 = 82 \text{ m}$. Entretanto, as sucessivas reflexões e transmissões fazem que a sobrepressão alcance o seu valor máximo na válvula não para $t=0$, como no caso da conduta uniforme, mas sim mais tarde, em $t=4 \text{ L/a}$. Note-se que na secção correspondente ao nó, as variações de pressão correspondentes ao sistema complexo são inferiores às do caso da conduta uniforme.

No segundo caso, manobra rápida, a onda deixa de ser rectangular, mas conclusões são semelhantes (Abreu et al.,1995).

Já no terceiro caso, correspondente a uma manobra lenta, as Figs. 6 e 7 mostram algumas diferenças. Para este exemplo, embora a depressão máxima continue a ser um pouco superior à obtida no caso da conduta única, o valor máximo da sobrepressão apresenta um valor inferior. Isto deve-se, fundamentalmente, ao facto da entidade das perturbações que continuam a gerar-se por redução do caudal na válvula serem preponderantes em relação à acção das reflexões. Este exemplo põe em relevo o papel determinante do tempo de fechamento.

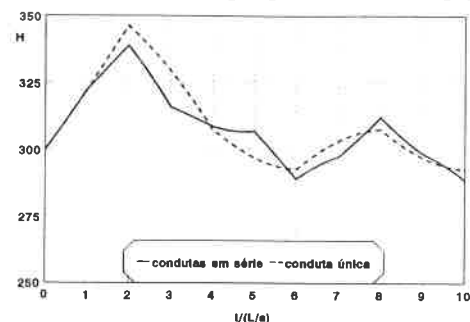


Fig. 6. Cota piezométrica na válvula.

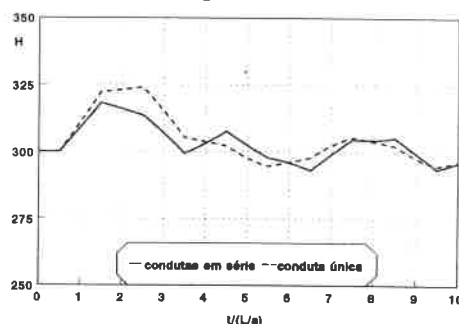


Fig. 7. Cota piezométrica no nó.

Exemplo 2 : Conduta em paralelo

Neste segundo exemplo o sistema (Fig. 8) é parecido ao anterior, igualmente com um reservatório e uma válvula nos seus extremos que se admite fechar instantaneamente. Considera-se, no entanto, uma conduta em paralelo e a inclusão das perdas de carga. Os resultados do transitório podem ser comparados com os obtidos numa instalação constituída por uma conduta uniforme de diametro 1.0 m, comprimento 4000 m, coeficiente de atrito $f=0.026$ e celeridade $a=1000$ m/s, já que as condições em regime permanente correspondentes às duas situações são idênticas, ou seja, um caudal $Q_0=1.0$ m³/s e uma perda de carga total $h_f=8.6$ m.

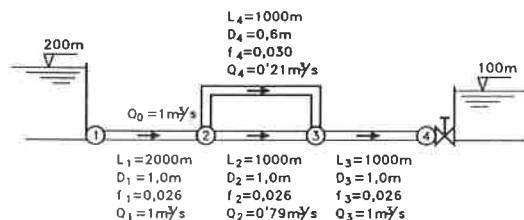


Fig. 8. Sistema com conduta em paralelo.

A resposta da evolução da pressão para o caso da conduta uniforme pode, uma vez mais, ser considerada idêntica à de Joukowski, já que as variações extremas de pressão podem ser calculadas de uma forma muito aproximada pela Eq.9. O fenómeno não satisfaz a hipótese de perda de carga nula, mas devido à pequena resistividade do sistema, o pico de pressão aumenta muito lentamente após o rápido pulso inicial. Como se pode confirmar na Fig. 9, a máxima sobrepressão é de 129 m, tal como previa a fórmula de Joukowski.

Quando se coloca uma outra conduta em paralelo no sistema, este não parece modificar-se significativamente desde o ponto de vista hidráulico (regime permanente). A velocidade inicial na válvula é a mesma e a variação aparentemente mais significativa ocorre com a divisão do caudal entre as condutas 2 e 4. No entanto, desde o ponto de vista transitório esta modificação introduz uma complexidade sustancial no que se refere à transmissão e reflexão das ondas. Pode observar-se na Fig. 9 que, uma vez mais, o comportamento transitório do sistema se alterou radicalmente. As ondas transmitidas e reflectidas interactuam mutuamente, provocando que a máxima sobrepressão no sistema complexo seja de aproximadamente 182 m, ou seja, mais ou menos 40% superior ao caso do sistema simples.

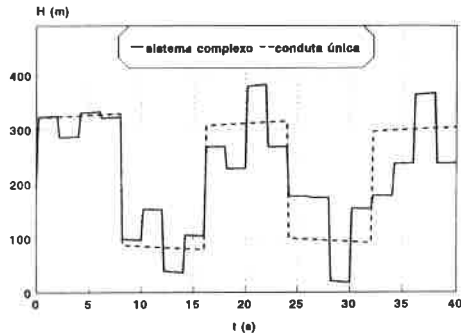


Fig. 9. Evolução da cota piezométrica na válvula.

Exemplo 3 : Conduta elevatória

Um último exemplo ilustrativo corresponde ao caso de um grupo electrobomba alimentando um sistema ramificado de condutas (Fig. 10) no qual se pretende analisar o transitório ocasionado pela saída de serviço do grupo. Considerou-se uma celeridade $a=1000$ m/s e um factor de resistência

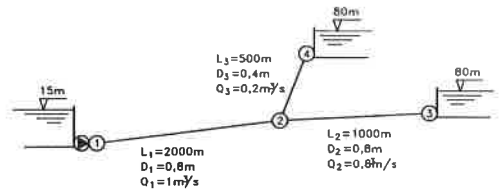


Fig. 10. Conduta elevatória ramificada.

$f=0.025$, idênticos para todas as condutas. A análise do sistema anterior poderá ser comparada à do sistema simples constituído por uma conduita uniforme de diâmetro 0.8m e comprimento 3000 m, pois o ponto inicial de funcionamento da bomba será muito semelhante. Uma hipótese alternativa corresponderia a considerar um caudal concentrado de $0.20 \text{ m}^3/\text{s}$ no nó 2, já que assim as condições iniciais na bomba seriam exactamente as mesmas. Simularam-se os dois casos, obtendo-se respostas análogas. A Fig.11 mostra a evolução das cotas piezométricas na secção da bomba tanto para o sistema complexo como para a conduita uniforme. Observa-se que os picos extremos de pressão no sistema complexo são superiores aos do sistema simples e, ocorrem posteriormente. De facto, $H_{\text{max}} \approx 159 \text{ m}$ ($t \approx 25 \text{ s}$), $H_{\text{min}} \approx -3.5 \text{ m}$ ($t \approx 19 \text{ s}$) no sistema complexo e $H_{\text{max}} \approx 139.5 \text{ m}$ ($t \approx 14.2 \text{ s}$), $H_{\text{min}} \approx 9 \text{ m}$ ($t = 6 \text{ s}$) no sistema simples.

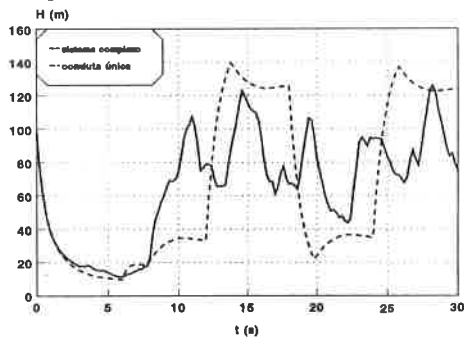


Fig. 11. Cota piezométrica no grupo.

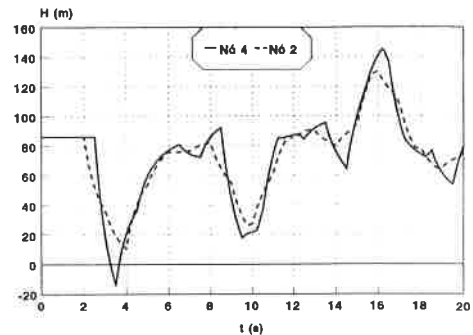


Fig. 12. Cota piezométrica dos nós 2 e 4.

No entanto, uma situação ainda mais desfavorável, no que se refere ao valor da máxima depressão no sistema complexo, ocorre no caso de se considerar que o reservatório 3 está cheio ou fora de serviço encontrando-se fechada a válvula à entrada do mesmo. A evolução das cotas piezométricas correspondentes a esta situação encontra-se representada na Fig.12 respectivamente, para os nós 2 e 4. A simulação não será, em princípio, válida a partir de $t=3.5 \text{ s}$, pois a pressão no nó 4 nesse instante passa a ser inferior à tensão de vapor do fluido o que pode produzir a formação de cavidades de vapor no escoamento e inclusivamente a separação total da coluna líquida. Ter-se-ia que estudar o fenómeno e, eventualmente, dimensionar um elemento de protecção adequado.

Para não se generalizar agora a ideia, contrária à inicial, de que ao aumentar a complexidade do sistema se obtêm condições transitorias mais severas, apresenta-se o sistema da Fig. 13, idêntico ao anterior, no que se refere às condições iniciais na bomba, mas com várias condutas intermédias formando um sistema malhado. Neste caso, como se observa na Fig. 14, a resposta transitória do sistema complexo conduz a variações de pressão inferiores ao caso do sistema de conduita única e uniforme.

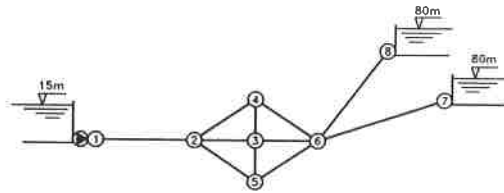


Fig. 13. Elevação de água a dois reservatórios através de um sistema malhado.

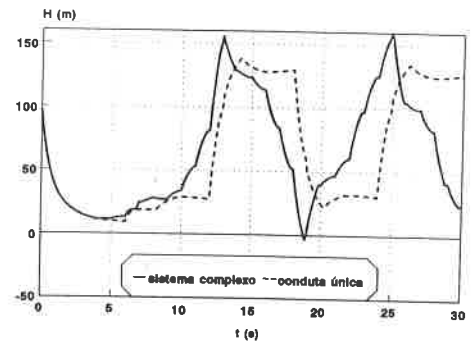


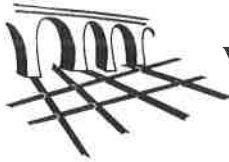
Fig. 14. Cota piezométrica no grupo.

Com os exemplos anteriores pretendeu-se enfatizar as seguintes questões:

1. A ideia de que os sistemas complexos são menos sensíveis às condições transitórias que os sistemas simples é assumível, na generalidade dos casos, quando é grande a complexidade do sistema.
2. No entanto, mostrou-se que aumentando um pouco a complexidade de um sistema simples, é possível obter um comportamento transitório mais severo.
3. Em consequência, cada sistema complexo concreto deve ser analisado de forma particular e sob distintas situações de funcionamento (normais e não habituais ; recorde-se o caso do reservatório fora de serviço do Exemplo 3).
4. Como conclusão, a disponibilidade de meios de simulação e análise adequados, em particular de um modelo computacional geral que permita uma fácil identificação da topologia do sistema assim como uma resolução racional das condições de fronteira, torna-se imprescindível. A este tema será dedicada a comunicação que se segue.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abreu, J.M.; Guarga, R.; Izquierdo, J. Editores (1995), *Transitorios y oscilaciones en sistemas hidráulicos a presión*. Ed. U.D. Mecánica de Fluidos. Univ. Politecnica de Valencia.
- Almeida, A.B. (1991), *Protecção contra o golpe de aríete*. Manual de Saneamento Básico. MARN, Direcção Geral dos Recursos Naturais. Lisboa.
- Karney, B. (1984), "Transient analysis of water distribution systems". Journal AWWA, July.



**DYAGATS - Simulación mediante ordenador personal
de Transitorios Hidráulicos en sistemas simples.**

Izquierdo, J.¹, Iglesias, P.² y Cabrera, E.³

Unidad Docente Mecánica de Fluidos. Universidad Politécnica de Valencia.
Apartado de Correos 22012, 46080 Valencia, España.

RESUMEN

Eficiencia y economía en el diseño y operación de un sistema hidráulico, así como su seguridad, son objetivos que necesitan de cálculos precisos de condiciones de presión y caudal en el sistema. Los cálculos suelen ser muy costosos, complicados y de difícil organización. No obstante, para sistemas no excesivamente complejos, los ordenadores personales pueden proporcionar respuestas capaces de conseguir los objetivos expuestos.

Hay varias características que un programa de simulación de transitorios hidráulicos debería tener:

1. Los algoritmos de solución deben ser robustos de modo que proporcionen resultados precisos y fiables.
2. Se deben considerar el mayor número de situaciones desde los puntos de vista topológico y operacional.
3. La entrada de datos debe ser lo más amigable posible con el usuario.
4. La presentación de resultados combinará listados de resultados tabulados con cuidadas presentaciones gráficas que proporcionen visiones cualitativas que no son fáciles de inferir de las largas listas numéricas.

DYAGATS es el acrónimo de *Diseño Y Análisis del Golpe de Ariete en Tubería Simple*. En este documento se describe *DYAGATS*, programa que incorpora estas características. Es un programa de análisis de transitorios mediante el modelo elástico, -Golpe de Ariete-, en tuberías simples. En la versión actual, el diseño se lleva a cabo aprovechándose de la facilidad de edición de datos de que dispone, unida a la obtención de resultados cualitativos que sus capacidades gráficas proporcionan. Esta combinación permite al usuario, a través de sucesivos análisis, diseñar los modos y pautas de operación y la o las estrategias de protección adecuadas.

¹ Profesor Titular de Universidad.

² Profesor Titular de Escuela Universitaria.

³ Catedrático de Universidad.

INTRODUCCION

La modelización mediante ordenador del comportamiento de los sistemas de distribución de aguas, así como de los sistemas de saneamiento, es un hecho de incontrastable realidad. Desde la perspectiva que los mecanismos computacionales proporcionan es más fácil realizar diseños que sean eficientes y seguros. Al mismo tiempo, al sacar ventaja de la facilidad de cálculo que el ordenador permite, se pueden elaborar alternativas que permitan optimizar el diseño. También, con el auxilio del ordenador, la operación de un sistema puede ser definida de manera más eficaz, permitiendo mayor fiabilidad y control sobre el sistema.

El hardware de los ordenadores personales actuales es capaz de hacer rodar programas que permiten realizar simulaciones bastante completas de transitorios en sistemas hidráulicos, especialmente si no son excesivamente complejos.

Independientemente del método numérico utilizado, desde el punto de vista del usuario, un programa de análisis debe ser fiable, razonablemente eficiente, y capaz de resolver el problema que tiene planteado. Además debe permitir una comunicación fluida con el usuario y debe proporcionar información eficaz y fácil de interpretar. En otras palabras:

- a) El comportamiento de los diferentes elementos que simule debe ser llevado a cabo mediante una **modelización adecuada y robusta numéricamente**, es decir, la técnica utilizada para la obtención de la solución numérica no debe distorsionar las fluctuaciones en presión y caudal que desean ser calculadas. Además, el programa ha debido ser **validado** en la medida de lo posible mediante datos experimentales u otros criterios reconocidos.
- b) Debe posibilitar el trabajo con **sistemas de características variadas** (tuberías de distintos materiales, diámetros, espesores, factores de fricción y de perfiles variados) y presentar una **gama completa de condiciones de contorno** (bombas provistas optativamente a la salida con válvula de retención, by-pass, válvula de alivio, válvula anticipadora de ondas, calderín, chimenea de equilibrio, válvula de descarga motorizada; válvulas en línea y de descarga a la atmósfera de tipos definibles por el usuario, provistas a su vez optativamente con calderines y chimeneas; conexiones con y sin almacenamiento de altura fija o variable; dispositivos de control de transitorios como calderines, chimeneas, tanques unidireccionales, ventosas, etc). A su vez, debe posibilitar **distintos modos de operación** de los elementos del sistema (arranques y paradas de bombas, aperturas y cierres de válvulas, etc.)
- c) Por otra parte, el **software debe ser amigable**, especialmente con respecto a la entrada y edición de datos. También, el programa debe ejercer cierto **control automático de los datos** proporcionando informaciones complementarias y sensibles de posibles incoherencias, de aspectos deficientes del diseño, de insuficiencias de los dispositivos, de aparición de cavitación, etc. Además, deberá proporcionar al usuario ayudas que le faciliten la introducción de datos, especialmente de los que inicialmente pueden no estar disponibles.
- d) Finalmente, el programa debe proporcionar resultados adecuados y presentados en formatos interesantes. Las **salidas gráficas** de resultados son realmente imprescindibles pues proporcionan una visión cualitativa del problema que genera una capacidad clara de introspección que ayudan grandemente en la tarea de diseño. Pero no se puede dejar de prestar atención al diseño de **salidas numéricas tabulares adecuadas**.

En este artículo se describe el programa DYAGATS desarrollado en la Unidad Docente Mecánica de Fluidos de la Universidad Politécnica de Valencia. Se trata de un programa que incorporando las características citadas permite la simulación de múltiples transitorios hidráulicos que pueden acontecer en una tubería simple. Los transitorios más importantes que se producen en redes hidráulicas están frecuentemente circunscritos a tuberías simples. Piénsese en las paradas fortuitas de grupos de bombeo en las impulsiones debidas a fallos de

la energía eléctrica, o las maniobras rápidas de válvulas en conducciones por gravedad o en centrales hidroeléctricas. Otros, tras ciertas idealizaciones y simplificaciones adecuadas, pueden ser eficientemente valorados mediante una simulación en una línea simple. Podría pensarse que para obtener una solución lo más próxima a la realidad posible, el sistema debería estar descrito con detalle y precisión absolutos. Sin embargo, no faltan razones para afirmar que se hacen imprescindibles y necesarias ciertas idealizaciones. De entrada, es más que frecuente que algunos de los datos requeridos para el análisis del transitorio no estén disponibles en el momento de teclearlos. Pero, por otra parte, cierto nivel de simplificación puede evitar largos e innecesarios tiempos de computación. Estas idealizaciones y simplificaciones pueden ayudar a producir un problema más manejable sin comprometer, en todo caso, la validez de los resultados.

Es posible construir un modelo de ordenador que represente fielmente todas las características físicas del sistema, sin embargo, su precisión quedaría arruinada por el excesivo tiempo de cálculo que necesitaría respecto a una versión ligeramente más sencilla. Normalmente existe un compromiso posible que es computacionalmente eficiente y, al mismo tiempo, proporciona resultados dentro de la precisión de los datos básicos utilizados para describir las propiedades físicas del fluido y de las tuberías, las características de los componentes, su modelización matemática ya sea en base a comportamientos en régimen permanente o a modelos de parámetros concentrados, etc.

En la descripción de DYAGATS subsiguiente se presentan someramente las técnicas hidráulicas utilizadas y las características y capacidades del programa.

TECNICAS DE ANALISIS.

Transmisión de las ondas.

El análisis de la transmisión de las perturbaciones se lleva a cabo asumiendo unidimensionalidad del flujo y se basa en las ecuaciones de continuidad y de conservación de la cantidad de movimiento que describen el comportamiento general unidimensional de un fluido en un conducto cerrado en términos de dos variables H , altura piezométrica, y V , velocidad. La celeridad, a , la fricción, f , y el diámetro, D , son parámetros del conducto que se consideran constantes con el tiempo, aunque pueden ser funciones espaciales.

Las ecuaciones de continuidad y de movimiento constituyen un sistema de ecuaciones en derivadas parciales de primer orden que puede escribirse matricialmente como (Abreu et al., 1995)

$$\frac{\partial}{\partial t} \begin{pmatrix} H \\ V \end{pmatrix} + A(V) \frac{\partial}{\partial x} \begin{pmatrix} H \\ V \end{pmatrix} = B(V) \quad (1)$$

donde

$$A(V) = \begin{pmatrix} V & a^2 \\ g & V \end{pmatrix}, B(V) = \begin{pmatrix} -V \operatorname{sen} \theta \\ -\frac{fV|V|}{2D} \end{pmatrix} \quad (2)$$

Este es un sistema casilineal de tipo hiperbólico, en el sentido de que $A(V)$ tiene valores propios reales distintos para cada V . En efecto, los valores propios de $A(V)$, -valores de λ que anulan el determinante $\det(A(V) - \lambda I)$ -, verifican $(V - \lambda)^2 - a^2 = 0$, ecuación característica de A , y valen $\lambda = V \pm a$, que son claramente reales y distintos. Es sabido que no existe solución analítica para este sistema.

De entre las técnicas numéricas empleadas para resolver este sistema citaremos: el método de las características (Evangelisti, 1969, Chaudhry, 1987, Wylie y Streeter, 1983), el método del plan de ondas (Wood

et al., 1966), los métodos en diferencias finitas (Chaudhry, 1983), (Rogalla y Wolters, 1993), los métodos de elementos finitos (Baker, 1983, Watt, 1975), los métodos de elementos de contorno (Liggett, 1984), los métodos espectrales (Gottlieb y Orszag, 1977) y los métodos pseudoespectrales (Gottlieb et al., 1984).

De entre estos métodos, -algunos realmente recientes-, el más popular y utilizado de forma casi generalizada es el clásico método de las características (MC), que es el utilizado por DYAGATS. Su popularidad reside en el hecho de que se ha mostrado superior a los demás en varios aspectos. Es sencillo de programar, computacionalmente eficiente y permite capturar frentes de ondas abruptos mejor que los demás e ilustra perfectamente la propagación de las ondas.

En la mayor parte de casos prácticos $V \ll a$, por lo que los términos convectivos de la aceleración pueden ser despreciados. Lo mismo sucede con el término de la pendiente. Además, es práctica habitual en los problemas de Ingeniería Hidráulica, utilizar el juego de variables H y Q. La relación entre el caudal Q y la velocidad V es, obviamente, $Q = AV$, siendo A la sección de la tubería. Las variaciones en el tiempo de A y ρ , que son la esencia del fenómeno elástico, son tenidas en cuenta desde el mismo momento en que se está considerando una celeridad finita. Sin embargo, se puede admitir que tales variaciones son despreciables cuando se las compara con las variaciones de H y Q. Asumiendo, además, que la conducción tiene sección constante el sistema se escribe

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{a^2}{gA} \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad ; \quad \frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{fQ|Q|}{2DA} = 0 \quad (3)$$

El MC permite transformar este sistema de ecuaciones en derivadas parciales en un sistema de ecuaciones en derivadas totales que puede integrarse numéricamente sobre las características para obtener soluciones aproximadas. En DYAGATS se utiliza la regla del rectángulo o integración de primer orden para integrar el término de las pérdidas sobre las características. Esta regla, proporciona buenos resultados si el integrando varía muy poco en el intervalo de integración y se emplea sistemáticamente en la mayor parte de aplicaciones usuales. Si la fricción no es muy grande y/o el diámetro no muy pequeño, esta regla es adecuada siempre que se integre entre puntos correspondientes a instantes de tiempo no muy alejados. De esta forma, las ecuaciones (3), se transforman en el sistema algebraico

$$Q(P) + C_a \cdot H(P) = C_p \quad ; \quad Q(P) - C_a \cdot H(P) = C_n \quad (4)$$

donde

$$C_p := Q(X) + C_a \cdot H(X) - RQ(X)|Q(X)|(t_p - t_X) \quad ; \quad C_n := Q(Y) - C_a \cdot H(Y) - RQ(Y)|Q(Y)|(t_p - t_Y) \quad (5)$$

y los términos

$$C_a := \frac{gA}{a} \quad , \quad R := \frac{f}{2DA} \quad (6)$$

se consideran constantes para cada conducto durante el transitorio. Este sistema permite relacionar los valores de caudal y altura piezométrica en un punto P en un instante con los valores en puntos X e Y conectados con P mediante una característica positiva y negativa, respectivamente, en un instante anterior. Los valores de C_p y C_n se obtienen a partir de las condiciones en X e Y, respectivamente, y de los incrementos temporales entre X y P y entre Y y P.

El sistema algebraico elemental (4) permite obtener los valores desconocidos de H y Q en cualquier punto genérico P de un conducto al que lleguen dos características.

El comportamiento de los extremos, como puntos pertenecientes al sistema, viene definido, en general, en términos de relaciones especiales que definen el caudal o la altura piezométrica o una relación entre ambos, y que, juntamente con una característica positiva para el extremo aguas abajo y una negativa para el extremo aguas arriba, permiten obtener la solución (los valores de ambos H y Q) en tales extremos a lo largo del tiempo. Estas relaciones son lo que se conoce con el nombre de **condiciones de contorno** o **condiciones de frontera**, que se tratan en el siguiente punto.

La necesidad, por un lado, de permitir la entrada en acción de una condición de contorno en un instante determinado, y, por otro, de sistematizar y ordenar los cálculos de modo que la solución consista en un conjunto de 'instantáneas' del sistema, tomadas para momentos determinados de su evolución y en un conjunto fijo de puntos de interés de la conducción, sugieren una discretización fija del dominio. En DYAGATS se utiliza la discretización llamada de los intervalos prefijados, que consiste en una rejilla o malla rectangular que cubre cada conducto, con tamaño de malla Δx en la dirección x y Δt en la dirección t . De esta manera, se halla la solución en los puntos (x,t) para los que x es un múltiplo de Δx y t un múltiplo de Δt . Los ajustes necesarios para que en cada conducto se verifique $\Delta t = \Delta x/a$ se llevan a cabo mediante retoques máximos del 5% sobre las celeridades.

La estabilidad de este esquema de cálculo viene garantizada por la llamada condición de Courant-Friedrichs-Lewy (CFL). En el caso de sistemas lineales, la estabilidad se estudia desarrollando en serie de Fourier el error que se comete y analizando su comportamiento. La condición CFL que se obtiene es $\Delta t \leq \Delta x/a$. En el esquema considerado se toma $\Delta t = \Delta x/a$, por lo que claramente es estable. Cuando se consideran las pérdidas, el sistema es no lineal, y los resultados anteriores dejan de ser válidos. No obstante, la condición de estabilidad dada puede seguir considerándose válida para los casos de pérdidas pequeñas.

Condiciones de contorno o de frontera

El comportamiento de los extremos de todos los conductos presentes en el sistema debe ser perfectamente descrito. Un extremo puede ser simplemente un punto de altura fija. Pero también una encrucijada de varios conductos con, posiblemente dispositivos instalados en el mismo punto (válvulas, ventosas,...), debe ser descrita. Cuando en una conexión coinciden diversos dispositivos varias alternativas posibilitan virtualmente su simulación. Pueden escribirse procedimientos que modelicen cada uno de los dispositivos que después se considerarán conectados mediante conductos cortos. Esto entraña una dificultad importante pues la presencia de tramos cortos condiciona de manera dramática la elección del Δt , dado que hay que garantizar estabilidad mediante el cumplimiento de la condición CFL. Una alternativa, que es la utilizada por DYAGATS, consiste en utilizar procedimientos diferenciados para las posibles combinaciones de dispositivos que puedan necesitarse.

En general, las ecuaciones que describen el comportamiento hidráulico de los elementos especiales pueden ser de diferentes tipos según sus características: expresiones algebraicas, ecuaciones diferenciales o sistemas de ecuaciones, en general no lineales. Estas expresiones permiten relacionar, en cada instante, el caudal con la altura piezométrica o con un incremento de altura piezométrica, por lo que, resueltas en conjunto con una o más ecuaciones características que relacionan también a tales magnitudes, hacen posible la resolución del problema. DYAGATS utiliza modelos conocidos y contrastados de régimen permanente para simular el comportamiento de los distintos dispositivos.

Como ejemplo presentamos el tratamiento que DYAGATS da a una condición de contorno consistente en uno o varios elementos en serie (una bomba en línea provista de válvula de retención y/o de válvula de

descarga) y un dispositivo en paralelo aguas abajo (una válvula de alivio, un calderín,...).

Utilizamos la siguiente notación: Q = caudal que circula por los elementos en serie; dado un caudal de referencia Q_r , $q := Q/Q_r$ = caudal reducido; Q_e = caudal trasegado por el elemento en paralelo; Q_1 = caudal en la entrada de la conexión; H_e = altura en la entrada de la conexión; Q_2 = caudal a la salida de la conexión; H_s = altura a la salida de la conexión.

Las siguientes ecuaciones son relevantes para la conexión:

- Las ecuaciones características (4)

$$Q_1 = C_p - H_e/B_1 \quad ; \quad Q_2 = C_n + H_s/B_2 \quad (7)$$

con $B_1 := a_1/gA_1$, $B_2 := a_2/gA_2$ y C_p y C_n definidos por (5). De (7) puede obtenerse

$$H_s - H_e = B_2 \cdot Q_2 + B_1 \cdot Q_1 - (B_2 \cdot C_n + B_1 \cdot C_p) \quad (8)$$

- La ecuación de la energía aplicada entre la entrada y la salida de la conexión

$$H_s - H_e = \Delta H_b - \Delta H_c \quad (9)$$

donde ΔH_b es la altura proporcionada por el grupo de bombeo y ΔH_c es la pérdida de carga que presentan los restantes elementos resistivos en serie. Esta pérdida de carga se obtiene sumando las pérdidas originadas por las posibles válvulas motorizada y de retención presentes. El valor ΔH_b viene dado por

$$\Delta H_b = H_r \cdot h = H_r \cdot (\alpha^2 + q^2) f(\theta) \quad (10)$$

donde H_r = altura que da la bomba en el punto de funcionamiento óptimo; h = altura reducida expresada mediante la curva $f(\theta)$ de Suter (Suter et al. (1965)) correspondiente a la velocidad específica de la bomba resultante; α = velocidad de giro reducida; q = caudal reducido, donde se utiliza Q_r = caudal en el punto de funcionamiento óptimo. A su vez ΔH_c viene dado por

$$\Delta H_c = K_c \cdot Q |Q| \quad (11)$$

donde K_c = coeficiente de pérdidas conjunto de los elementos resistivos. Al igualar (8) y (9) y sustituir (10) y (11) se obtiene

$$H_r (\alpha^2 + q^2) f(\theta) - B_2 \cdot Q_2 - B_1 \cdot Q_1 - K_c Q |Q| + U = 0 \quad (12)$$

donde

$$U := B_2 \cdot C_n + B_1 \cdot C_p \quad (13)$$

- La ecuación de inercia del grupo

$$\beta + \beta_0 = \lambda (\alpha - \alpha_0) \quad (14)$$

con

$$\lambda = \frac{2I \omega_r}{M_r \Delta t} \quad (15)$$

siendo β = par reducido en el instante de cálculo actual; β_0 = par reducido en el instante anterior; α = velocidad de giro reducida en el instante actual; α_0 = velocidad de giro reducida en el instante anterior; I = inercia de las masas rodantes del grupo; ω_r = velocidad de giro de régimen; M_r = par de régimen;

Δt = incremento de discretización temporal. La ecuación (14) se obtiene integrando la ecuación diferencial de la inercia mediante la regla del trapecio. La curva adimensional de Suter del par $\varphi(\theta)$, permite expresar el par adimensional como

$$\beta = (\alpha^2 + q^2) \varphi(\theta) \quad (16)$$

Combinado (14), (15) y (16) se obtiene

$$\lambda \alpha + (\alpha^2 + q^2) \varphi(\theta) + V = 0 \quad (17)$$

donde

$$V := \beta_0 - \lambda \alpha_0 \quad (18)$$

La presencia del elemento en paralelo obliga a considerar otras ecuaciones.

- Ecuación de continuidad

$$Q_2 + Q_e = Q \quad (19)$$

- Ecuación constitutiva del elemento, que expresamos aquí como

$$H_2 = W^{(0)} + g(Q_e) \quad (20)$$

donde $W^{(0)}$ es una constante que depende de los valores que ciertas magnitudes inherentes al elemento toman en el instante anterior y $g(Q_e)$ expresa las pérdidas en el entronque del elemento con la tubería. Combinando la segunda ecuación de (7), que representa a la característica negativa, con (20) se obtiene

$$B_2 \cdot Q_2 + g(Q_e) + W = 0 \quad (21)$$

donde

$$W = W^{(0)} - B_2 \cdot C_n \quad (22)$$

y teniendo en cuenta la expresión de las pérdidas en el entronque

$$g(Q_e) = K Q_e |Q_e| \quad (23)$$

la expresión (19) y la ecuación (21), se obtiene

$$B_2 \cdot Q_2 + K(Q - Q_2) |Q - Q_2| + W = 0 \quad (24)$$

Reordenamos las ecuaciones (12), (17) y (24) para reescribirlas como

$$\begin{aligned} \lambda \alpha + (\alpha^2 + q^2) \varphi(\theta) + V &= 0 \\ H_r (\alpha^2 + q^2) f(\theta) - K_c Q_r q |Q_r q| - B_1 Q_1 - B_2 Q_2 + U &= 0 \quad (25) \\ K(Q_2 - Q_r q) |Q_2 - Q_r q| - B_2 Q_2 + W &= 0 \end{aligned}$$

Las ecuaciones (25), cuyos coeficientes están definidos más arriba, constituyen un sistema no lineal de tres ecuaciones con tres incógnitas, α , q y Q_2 que puede ser resuelto mediante el método de Newton-Raphson con facilidad. Las siguientes consideraciones se tienen en cuenta.

1) No todos los términos de estas ecuaciones son relevantes en todos los casos. Dependiendo de los estados actuales de los dispositivos presentes, ciertos términos serán relevantes o dejarán de serlo. Por ejemplo, si la bomba está en régimen la primera ecuación es incompatible con este estado de la bomba. Sin embargo la asignación directa de $\alpha = 1$, trivializando la ecuación, permite seguir trabajando con el mismo sistema. A lo largo

del transitorio, de acuerdo con el estado de cada dispositivo, dictado por las condiciones actuales, distintas variables de estado permiten que las ecuaciones (25) se acomoden al estado actual global de la conexión.

2) La presencia de las variables de estado citadas, no supone una rémora para el método. Nótese que cuando una ecuación se trivializa, con el fin de que cierta incógnita tome un valor impuesto, también se está linealizando. Y es sabido que el método de Newton proporciona la solución en la primera iteración si el sistema es lineal. La realidad es que no son necesarias más de tres iteraciones en ningún caso, proporcionando la solución con mucha frecuencia a la primera iteración.

3) Las funciones $f(\theta)$ y $\varphi(\theta)$ pueden ser manipuladas con cualquiera de las formas existentes de trabajar con expresiones diferenciables para funciones dadas por puntos. Específicamente, DYAGATS utiliza una interpolación bidimensional mediante splines cúbicos para reproducir las curvas de Suter para cada valor de θ dada la velocidad específica de la bomba actual. Esta representación permite la utilización de las derivadas de $f(\theta)$ y $\varphi(\theta)$, lo que facilita la aplicación del método de Newton-Raphson.

Características y capacidades del programa

El programa permite analizar el transitorio que acontece en una tubería simple (impulsión y/o gravedad) cuando una o más perturbaciones desvían el sistema de su régimen estacionario. La posibilidad de variar fácilmente el tipo, la ubicación y/o características de diversos dispositivos de protección, y de reanalizar el problema, permite llevar a cabo una labor de diseño que conduce a la obtención de una o más estrategias de protección.

De forma compacta, las características principales del programa son:

- Entrada de datos sencilla y flexible con ayudas específicas.
- Detección de inconsistencias en los datos.
- Posibilidad de operar con tuberías de topología y características variables.
- Cálculo del régimen permanente y del régimen inicial del transitorio.
- Posibilidad de simular el comportamiento de los dispositivos habituales de protección.
- Cálculo de la evolución del transitorio.
- Cierta capacidad de elección de la velocidad de ejecución del transitorio.
- Presentación numérica y gráfica de la evolución del transitorio.
- Presentación numérica y gráfica de las envolventes de presiones máximas y mínimas.
- Creación de diferentes ficheros de resultados.
- Impresión de resultados.

Los dispositivos y agrupaciones de éstos que se modelizan son:

- depósito de altura constante (aguas arriba y aguas abajo);
- conexión simple en cualquier punto intermedio;
- bomba (grupo de bombeo) con válvula de retención (VR), bomba con válvula motorizada (VM), bomba con VR protegida con calderín, bomba con VR protegida con chimenea de equilibrio, bomba con VR y by-pass, bomba con VR y válvula de alivio a la salida;
- calderines, chimeneas de equilibrio, válvulas de alivio, tanques unidireccionales, ventosas, válvulas de retención, válvulas motorizadas con y sin calderín y con y sin chimenea (situados en puntos intermedios); válvulas motorizadas con descarga a atmósfera o a depósito con y sin calderín y con y sin chimenea (aguas abajo).

Salidas que proporciona el programa

La presentación de resultados se realiza mediante dos tipos de salidas: gráficas y numéricas, tanto a través de pantalla como de impresora o volcando los resultados sobre ficheros de disco. Las salidas gráficas son de dos tipos: estáticas y dinámicas. Las estáticas presentan aspectos como la topología de la instalación o las condiciones de régimen e inicial o las envolventes de alturas piezométricas o presiones máximas y mínimas. Las dinámicas permiten presentaciones diversas de la evolución de las magnitudes durante el transitorio, presentando distribuciones espaciales de alturas piezométricas o la evolución temporal (historia) de ciertas variables elegidas. Las salidas numéricas pueden ser personalizadas (dentro de ciertos límites) por el usuario. A continuación se describen las posibilidades existentes.

a) *Topología de la instalación*: La primera salida gráfica y numérica elemental es la que presenta el esquema de cálculo de la tubería y el perfil detallado (si se optó por introducirlo) con los datos de cada uno de los tramos de cálculo y los valores de la celeridad calculados para ellos.

b) *Condiciones de contorno*: Los datos relativos a las condiciones de contorno se presentan de forma numérica organizados adecuadamente en ventanas que se despliegan en los puntos correspondientes de un esquema de la tubería.

c) *Condiciones de régimen e inicial*: Las condiciones de régimen e inicial también son presentadas gráficamente mediante las líneas de alturas piezométricas correspondientes sobre un diagrama x-h que contiene el esquema de cálculo, el perfil detallado (si se introdujo) y la línea de cavitación. A su vez, el punto de funcionamiento de las bombas se presenta de manera gráfica como intersección de la curva equivalente del grupo de bombeo y la curva resistente de la instalación. También se presenta la curva de rendimientos acompañando a las curvas anteriores.

d) *Condiciones transitorias*: Los resultados de la simulación del transitorio pueden ser presentados numéricamente en pantalla, volcados a un fichero de disco o presentados gráficamente en pantalla. En esta opción hay dos posibilidades.

d.1. Los valores de las alturas piezométricas en los puntos de cálculo se dirigen a una pantalla gráfica que contiene el esquema de cálculo y la línea de cavitación en un diagrama x-h. En dicha pantalla se observa la evolución gráfica de la línea de alturas piezométricas (como si de la película del transitorio se tratase) y los datos más relevantes de los dispositivos presentes (situados estratégicamente sobre la pantalla), además del reloj que marca el tiempo de simulación. Esta opción es especialmente interesante pues permite visualizar la evolución del transitorio de la que se pueden obtener informaciones importantes: tiempo de simulación significativo, instantes de comportamientos extremos (sobrepresiones, cavitaciones), insuficiencia de ciertos dispositivos y, en general, detectar de manera clara los problemas de la instalación. Para que resulte eficiente debe llevarse a cabo con pocos puntos de cálculo; en caso contrario la computación consume mucho tiempo y hace que la visualización resulte tediosa por la lentitud con que puede llevarse a cabo. Con frecuencia, los datos obtenidos con pocos puntos de cálculo proporcionan valoraciones cuantitativas adecuadas.

d.2. Es posible presentar en un mismo plano t-p la evolución temporal de las presiones en hasta cinco puntos seleccionados de la tubería. Asimismo es posible elegir un dispositivo presente en la instalación y representar en otro diagrama temporal la evolución de las variables que le son relevantes.

e) *Envolventes de máximas y mínimas*: Con cualquiera de las opciones de presentación, tras agotar el tiempo

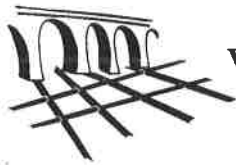
de simulación se muestra, también en el plano x-h, el esquema de la instalación, la línea de cavitación y las envolventes de máximas y mínimas que permiten valorar si las presiones se han mantenido siempre entre límites aceptables o resulta necesario (re)elaborar la estrategia de protección. Los valores máximos y mínimos de presiones son también presentados en una o varias pantallas.

CONCLUSION

Se ha presentado la fundamentación del programa DYAGATS y se han descrito someramente sus características más importantes. Una descripción más detallada acompañada de ejemplos puede encontrarse en el Manual del usuario de DYAGATS (UDMF 1994).

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abreu, J. Guarga, R y J. Izquierdo (Eds.) 1995. *Transitorios y oscilaciones en sistemas hidráulicos a presión*. Unidad Docente Mecánica de Fluidos. U.P.V. Valencia.
- Baker, A.J. (1983) *Finite Element Computational Fluid Mechanics*, Ed. McGraw-Hill, New York (U.S.A.).
- Chaudhry, M.H. (1987) *Applied Hydraulic Transients*, 2nd Edition, Ed. Van Nostrand Reinhold Company, New York (U.S.A.).
- Chaudhry, M.H. (1983) "Numerical Solution of Transient-Flow Equations", *Proc. Hydraulic Specialty Conf. Amer. Soc. Civ. Engrs.*, pp 663-690.
- Evangelisti, G. (1969) "Waterhammer Analysis by the Method of Characteristics", *L'Energia Elettrica*, N^{os}. 10-12, pp. 673-692, 759-770, 839-858.
- Gottlieb, D., Hussaini, M.Y. and Orszag, S.A. (1984) "Theory and Applications of Spectral Methods", *Spectral Methods for Partial Differential Equations*, Voigt, R.G., Gottlieb, D. and Hussaini, M.Y. Eds. SIAM, Philadelphia (U.S.A.).
- Gottlieb, D. and Orszag, S.A. (1977) "Theory of Spectral Methods for Mixed Initial-Boundary Value Problems", (1976, 1977), Parts I and II, *ICASE, NASA Langley Research Center*, Hampton, Virginia (U.S.A.).
- Liggett, J.A. (1984) "The Boundary Element Method-Some Fluid Applications", *Multidimensional Fluid Transients*, Chaudhry, M.H. and Martin, C.S. Eds., Amer. Soc. Mech. Engrs. Dec. 1984, pp. 1-8.
- Rogalla, B.V. and Wolters, A. (1993) "Slow Transients in Closed Conduit Flow -Part I. Numerical Methods", Nato Advanced Study Institute, Washington State University, Pullman, Wa. (U.S.A.)
- UDMF (1994). Manual del Usuario de DYAGATS, Versión 1.2. Valencia.
- Watt, C.S. (1975) *Application of Finite Element Method to Unsteady Flow Problems*, Ph.D. Thesis, Sunderland Polytechnic.
- Wood, D.J., Dorsch, R.G. and Lightener, C. (1965). "Wave plan Analysis of Unsteady flow in closed conduits". *Procs. ASCE Jo. Hyd. Div.*, Vol 92, No HT2, pp 83-110.
- Wylie, E.B. and Streeter, V.L. (1983) *Fluid Transients*, Ed. FEB Press, Ann Arbor, Michigan 41806 (U.S.A.).



DYAGATS - Transitorios Hidráulicos en sistemas simples. Tests y Ejemplos.

Izquierdo, J.¹, Iglesias, P.² y Cabrera, E.³

Unidad Docente Mecánica de Fluidos. Universidad Politécnica de Valencia.
Apartado de Correos 22012, 46080 Valencia, España.

RESUMEN

DYAGATS es el acrónimo de *Diseño Y Análisis del Golpe de Ariete en Tubería Simple*. Es un programa de análisis de transitorios mediante el modelo elástico, -Golpe de Ariete-, en tuberías simples. En la versión actual, el diseño se lleva a cabo aprovechándose de la facilidad de edición de datos de que dispone, unida a la obtención de resultados cualitativos que sus capacidades gráficas proporcionan. Esta combinación permite, a través de sucesivos análisis, diseñar los modos y pautas de operación y estrategias de protección adecuadas.

En Izquierdo et al. (1996) se han presentado las técnicas de análisis en que está basado el programa, así como su alcance y características. El objetivo de este artículo es el de enfatizar la potencialidad de *DYAGATS* a través de varios ejemplos. Los dos primeros ejemplos presentan sendas comparaciones con los resultados obtenidos mediante el programa *SURGE5* (Wood et al. 1965). Finalmente, se presenta un ejemplo de una instalación real en la que *DYAGATS* explicó una sobrepresión detectada por los aparatos de medida, pero no explicable teóricamente por los propietarios de la instalación.

INTRODUCCION

De entre las técnicas utilizadas para analizar los transitorios de presión en conductos cerrados, el Método de las Características (Abreu et al. 1995) y el llamado Plan de Ondas (Wood et al. 1965) han probado ser especialmente exitosos. En este artículo se utilizan dos casos sencillos para comparar dos códigos desarrollados

¹ Profesor Titular de Universidad.

² Profesor Titular de Escuela Universitaria.

³ Catedrático de Universidad.

independientemente y basados en los dos métodos citados. El basado en el Método de las Características, DYAGATS, ha sido desarrollado en la U. D. Mecánica de Fluidos de la Universidad Politécnica de Valencia y está siendo utilizado en la actualidad por un buen número de profesionales y técnicos, especialmente en España. El que utiliza el Plan de Ondas, SURGE5, ha sido desarrollado en la University of Kentucky, ha sido ampliamente utilizado durante bastantes años y es perfectamente conocido en USA y otros países. Ambos códigos incorporan bombas descritas en los cuatro cuadrantes, válvulas y dispositivos diversos de protección aislados o en combinación.

Los autores no han intentado bajo ningún concepto hacer coincidir forzosamente los resultados de ambos programas. Los códigos originales tal como son comercializados han sido utilizados respetando, por tanto, no solo su método de simulación de la propagación de las ondas sino también su forma de modelizar las condiciones de contorno. Desde esta perspectiva no se puede esperar que ambos programas proporcionen resultados idénticos. Sin embargo, el nivel de coincidencia obtenido es, bajo el punto de vista de los autores, una perfecta validación de ambos códigos desde una perspectiva real.

Los ejemplos que se analizan son:

- a) Un sistema depósito-tubería simple-válvula de mariposa, en el que se simulan cierres rápidos y lentos de la válvula. La única diferencia que se aprecia reside en el hecho de que ambos códigos utilizan una modelización diferente de la válvula de mariposa. Esta diferencia, que se observa durante la operación de la válvula, no afecta a las presiones máximas obtenidas y se propaga coherentemente a lo largo del transitorio.
- b) Una impulsión que conecta dos depósitos y que es alimentada por una bomba centrífuga. Se simula la parada de la bomba utilizando las curvas de Suter correspondientes a su velocidad específica. Uno de los códigos utiliza las curvas descritas con 73 puntos mientras que el otro utiliza 89 puntos. Además, los códigos utilizan técnicas de interpolación completamente distintas. Aun así, los resultados son sorprendentemente coincidentes.

Las comparaciones realizadas indican que ambos programas SURGE5 y DYAGATS proporcionan resultados comparables y pueden ser utilizados de manera fiable y eficiente para modelizar transitorios en sistemas a presión.

Finalmente se presenta un ejemplo de una instalación real en la que la expulsión del aire realizada por una ventosa era la causante de una sobrepresión detectada por los aparatos de medida, pero no explicable teóricamente por los propietarios de la instalación.

EJEMPLOS

Ejemplo 1.

La comparación más básica debe poner de manifiesto que los modelos llevan a cabo la gestión de las ondas de presión que viajan a través de una conducción de manera adecuada. Además, las transmisiones y reflexiones en puntos de características sencillas, así como la modelización de las pérdidas a lo largo de las líneas deben ser realizadas correctamente. Para contrastar los resultados proporcionados por ambos modelos se prepararon diversos bancos de prueba que el primer autor llevó a cabo durante una estancia en el Civil Engineering Department de la University of Kentucky. Recogemos aquí uno de ellos consistente en una conducción por gravedad con una válvula en el extremo de aguas abajo, que va a ser maniobrada con distintos tiempos de cierre. Los datos relevantes aparecen en la Figura 1 junto a un esquema de la instalación.

La Figura 2 recoge la condición de régimen. Debe observarse que en el depósito de aguas arriba la cota de la lámina de agua es de 5m y que existe una contrapresión de 52.5mca aguas abajo de la válvula. La Figura 3 recoge las envolventes de alturas piezométricas máximas y mínimas para distintos tiempos de cierre. Hay que hacer constar que estas envolventes (los gráficos corresponden a DYAGATS) coinciden exactamente con las proporcionadas por SURGE. Finalmente, la Figura 4 recoge sobre un mismo gráfico el historial de presiones en la válvula proporcionado por ambos programas para distintos tiempos de cierre simulados.

Cabe destacar, que la modelización de la válvula de mariposa cuyo cierre provoca el transitorio es diferente en los dos programas. Mientras SURGE utiliza la expresión

$$\frac{A_0}{A_F} = 1 - \cos\left(\frac{\pi}{2} - \theta\right) \quad (1)$$

para la relación entre la sección de la válvula A_0 en un instante determinado y la sección A_F cuando está totalmente abierta, y que permite expresar las pérdidas en la válvula como

$$C_v = \frac{C_F}{(A_0/A_F)^2} \quad (2)$$

DYAGATS modeliza las pérdidas mediante la expresión

$$C_v = \frac{1}{2g C_d^2 A_F^2} \quad (3)$$

donde C_d es un coeficiente obtenido experimentalmente para distintos grados de apertura de la válvula, y que aparece representado en la Figura 5. Naturalmente los resultados no pueden ser exactamente iguales. Sin embargo, el grado de coincidencia potencia todavía más si cabe la fiabilidad de ambas modelizaciones.

Es interesante observar, también, que las mínimas diferencias que sobrevienen por la diferente modelización utilizada son, como cabe esperar de modelos que llevan a cabo correctamente la gestión de las ondas, propagadas a lo largo del tiempo de manera invariable.

Ejemplo 2.

Los programas de simulación de transitorios que implementan el comportamiento no normal de una bomba utilizan para dicha bomba la velocidad específica más próxima de entre las disponibles. Esta es la forma de modelizar de SURGE. Sin embargo, DYAGATS utiliza una técnica de interpolación bidimensional de splines cúbicos (Izquierdo et al. 1996) que permite la utilización de valores interpolados más próximos a los valores reales de la bomba. A su vez: el método permite llevar a cabo la modelización del comportamiento de la bomba de una manera más sencilla y eficiente.

Los resultados obtenidos con este procedimiento han sido comparados, a su vez, con los proporcionados por el programa SURGE para la instalación esquematizada en la Figura 6. Las gráficas superpuestas producidas para la presión a la salida de la bomba situada en el extremo aguas arriba de la instalación son las de la Figura 7. Puede observarse el alto grado de coincidencia, lo que, bajo el punto de vista de los autores constituye una clara validación de la modelización de las bombas en sus zonas de operación no normal.

L=long.(m); D=diám.(mm); e=espesor (mm); r=rugosidad (mm); Zi=cota inicial (m); Zf=cota final (m); a=celeridad (m/s) ;N=número puntos de cálculo por tramo.

L=	500	2250	2250
D=	500	500	500
e=	54.2	54.2	54.2
r=	0.000	0.000	0.000
Zi=	50	5	2
Zf=	5	2	0
a=	1000	1000	1000
N=	3	10	10

Número total de puntos de cálculo: 21
 ESQUEMA Y PERFIL DE LA TUBERÍA



Figura 1. Esquema y datos principales de la instalación (Ejemplo 1).

Fichero: AVACI010 C O N D I C I O N R E G I M E N
 Caudal = 0.114m³/s.
 Línea de alturas piezométricas.
 Esquema. Línea de cavitación.
 (Unidades x: 1000.0m ;h: 10mca)

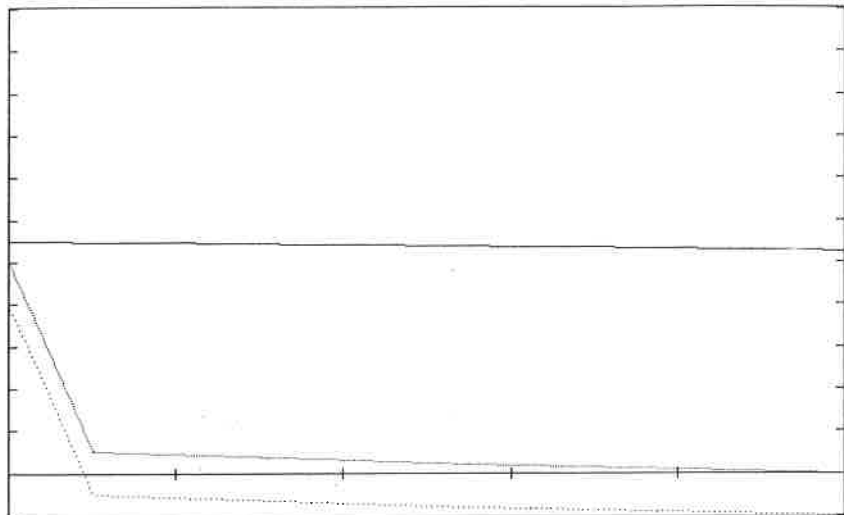
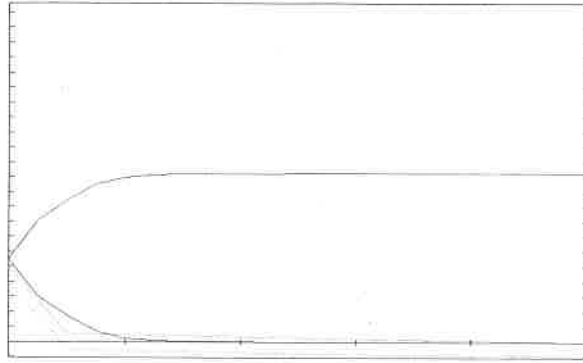
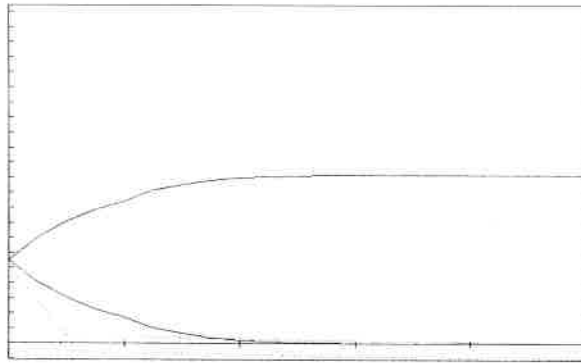


Figura 2. Línea de alturas piezométricas de régimen (Ejemplo 1).

Envolventes de alturas piezométricas
máximas y mínimas
Fichero: A0AC1010
Esquema: Línea de cavitación
(Unidades x: 1000.0m ;h: 10mca)



Envolventes de alturas piezométricas
máximas y mínimas
Fichero: A0AC1020
Esquema: Línea de cavitación
(Unidades x: 1000.0m ;h: 10mca)



Envolventes de alturas piezométricas
máximas y mínimas
Fichero: A0AC1060
Esquema: Línea de cavitación
(Unidades x: 1000.0m ;h: 10mca)

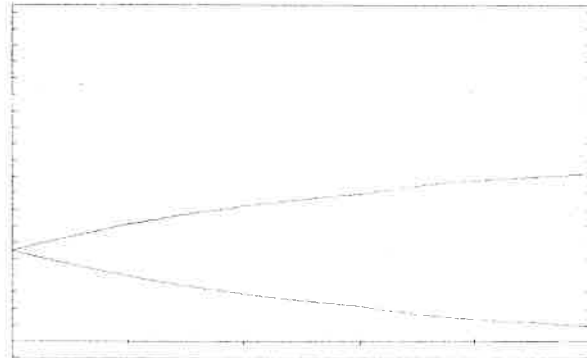


Figura 3. Envolventes de alturas piezométricas máximas y mínima para tiempos de cierre 10, 20 y 60 s (Ejemplo 1).

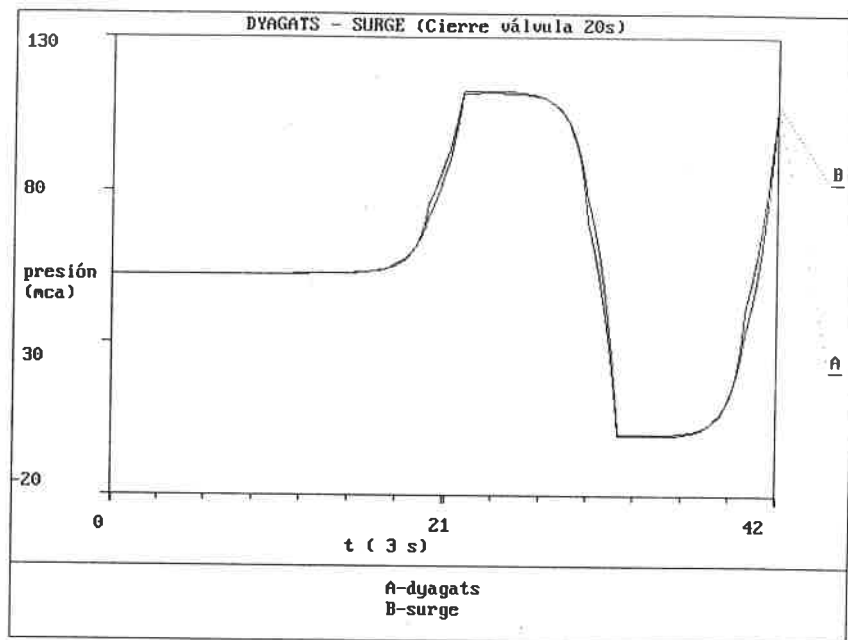
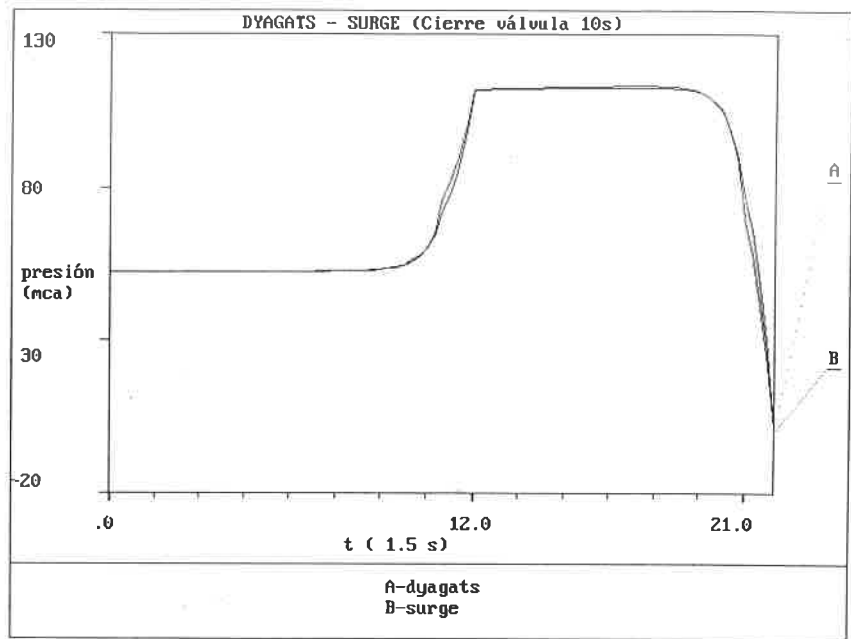


Figura 4. Comparación de resultados DYAGATS-SURGE para tiempos de cierre 10 y 20s (Ejemplo 1).

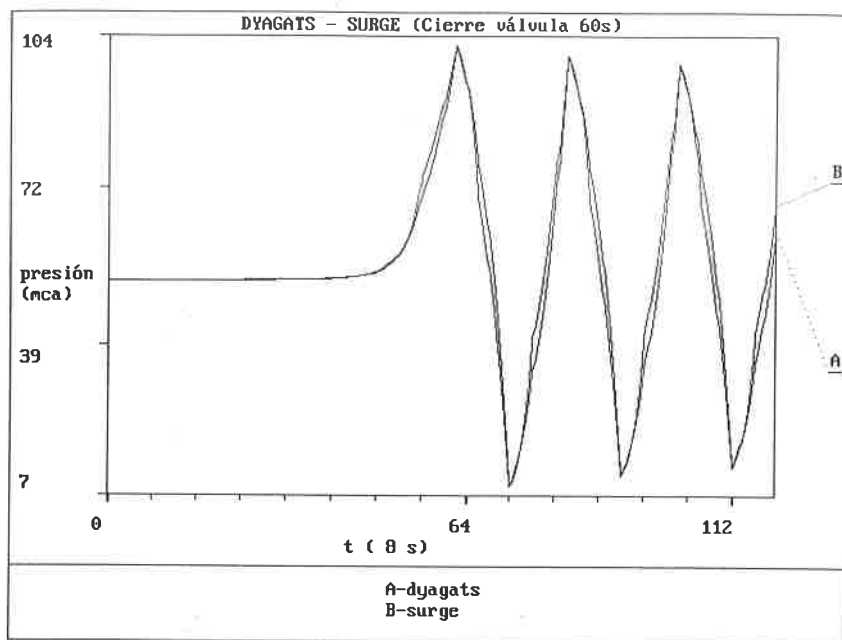


Figura 4 (cont). Comparación de resultados DYAGATS-SURGE para tiempo de cierre 60s (Ejemplo 1).

PERDIDAS EN UN VALVULA DE MARIPOSA

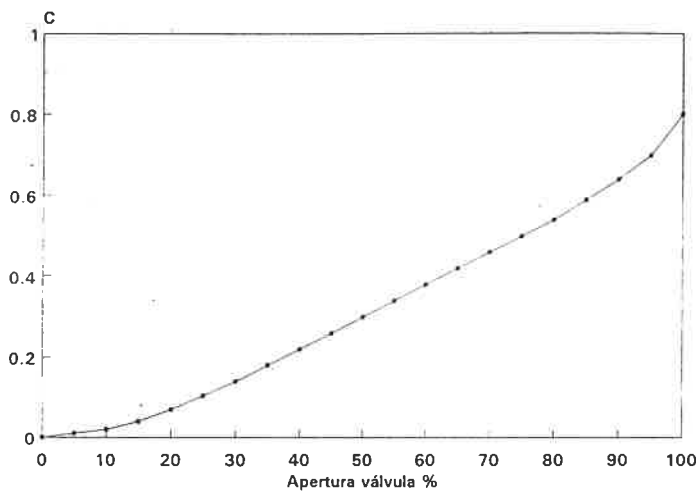


Figura 5. Coeficiente de pérdidas C_d para una válvula de mariposa.

L=long.(m); D=diám.(mm); e=espesor (mm); r=rugosidad (mm); Zi=cota inicial (m); Zf=cota final (m); a=celeridad (m/s); N=número puntos de cálculo por tramo.

L=	400	100
D=	250	250
e=	20.0	20.0
r=	0.050	0.050
Zi=	0	5
Zf=	5	30
a=	919	919
N=	17	5

Número total de puntos de cálculo: 21
ESQUEMA Y PERFIL DE LA TUBERÍA

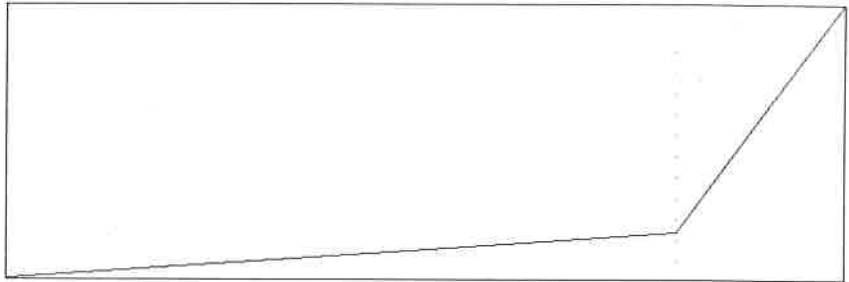


Figura 6. Impulsión modelizada por ambos programas (Ejemplo 2).

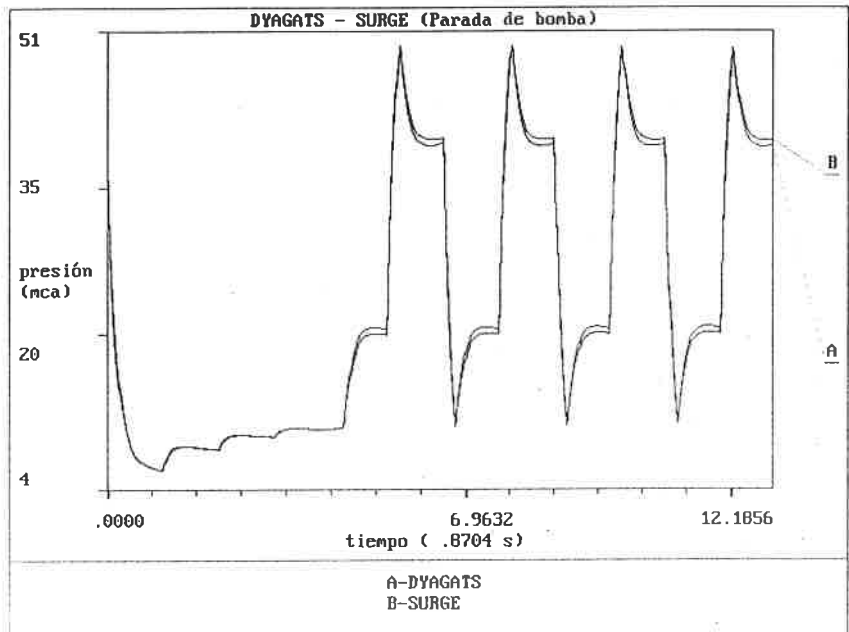


Figura 7. Comparación de resultados DYAGATS-SURGE para la impulsión (Ejemplo 2).

Ejemplo 3.

Este ejemplo estudia una instalación real cuyos datos se presentan en la Figura 8. Se trata de una impulsión con un punto alto, protegida con un calderín a la salida de la bomba y una ventosa en el punto elevado, que evita la cavitación en sus inmediaciones. El calderín está estrangulado, con el fin de conseguir laminar especialmente las presiones máximas. Los propietarios de la instalación calculaban, sin tener en cuenta la acción de la expulsión del aire por parte de la ventosa, unas ciertas presiones máximas en la tubería. Sin embargo la medición que realizaban en distintos puntos les proporcionaba valores en promedio de unos 20mca por encima de sus estimaciones. Esta sobrepresión extra, que no sabían explicar, resultó ser debida, como DYAGATS diagnosticó, a una onda sobrepresiva provocada por el choque de las columnas líquidas en la ventosa tras completar ésta la expulsión del aire que anteriormente había admitido. La Figura 9 presenta la línea de alturas piezométricas instantáneas después de completada la expulsión del aire. Por su parte la Figura 10 presenta las envolventes de alturas piezométricas máximas y mínimas que produce DYAGATS.

L=long.(m); D=diám.(mm); e=espesor (mm); r=rugosidad (mm); Zi=cota inicial (m);
Zf=cota final (m); a=celeridad (m/s); N=número puntos de cálculo por tramo.

L=	1468	1142	3088	2895	3274	3272
D=	1250	1250	1250	1250	1250	1250
e=	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
r=	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Zi=	70	76	203	214	250	171
Zf=	76	203	214	250	171	254
a=	778	778	778	778	778	778
N=	5	4	9	8	9	9

Número total de puntos de cálculo: 39
ESQUEMA Y PERFIL DE LA TUBERIA

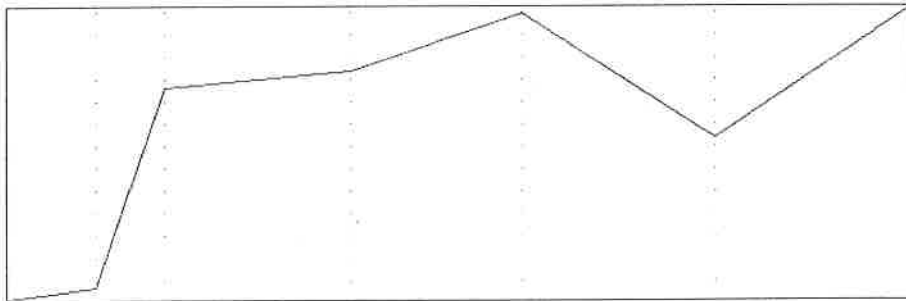


Figura 8. Impulsión con un punto alto en el perfil (Ejemplo 3).

Referencias Bibliográficas.

- Abreu, J. Guarga, R y J. Izquierdo (Eds.) 1995. *Transitorios y oscilaciones en sistemas hidráulicos a presión*. Unidad Docente Mecánica de Fluidos. U.P.V. Valencia.
- Izquierdo, J., Iglesias, P. y E. Cabrera. 1996. *DYAGATS - Simulación mediante ordenador personal de Transitorios en Sistemas Simples*. Febrero 1996, Coimbra, Portugal.
- Wood, D.J., Dorsch, R.G. and Lightener, C. (1965). "Wave plan Analysis of Unsteady flow in closed conduits". Procs. ASCE Jo. Hyd. Div., Vol 92, No HT2, pp 83-110.

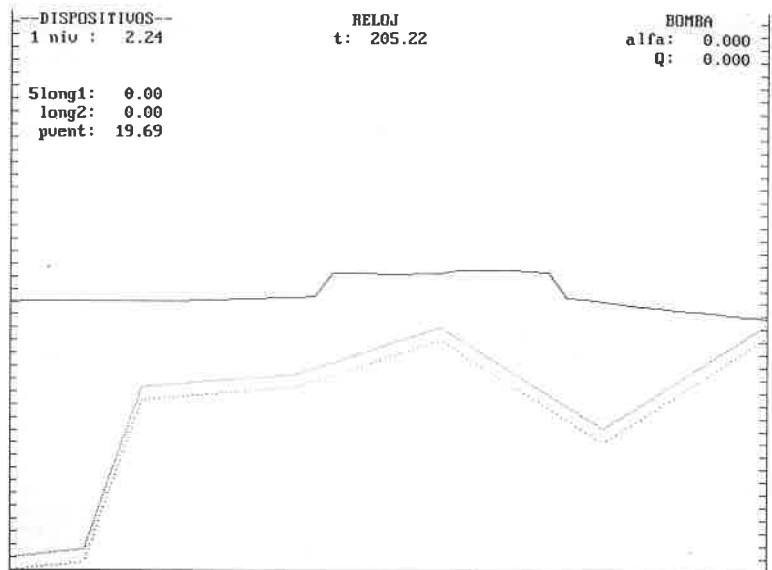


Figura 9. *Alturas piezométricas instantes después de la expulsión del aire de la ventosa situada en el punto alto de la instalación de la Figura 8.*

**Envolventes de alturas piezométricas
 máximas y mínimas.
 Fichero: C01A2505
 Esquema. Línea de cavitación.
 (Unidades x: 1000.0m ;h: 10mca)**

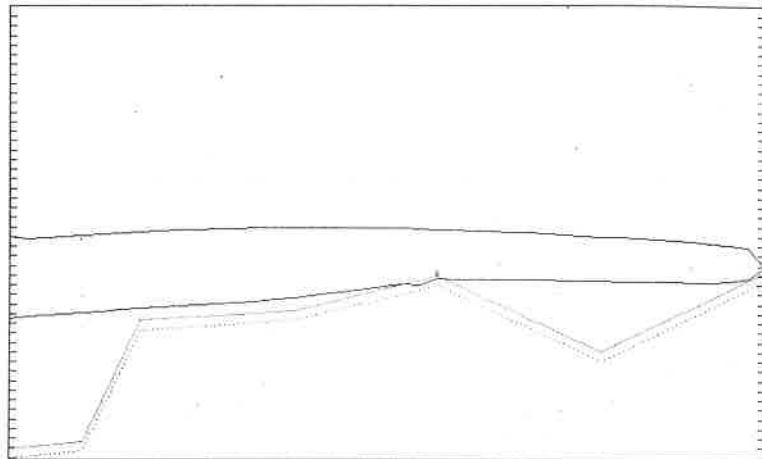
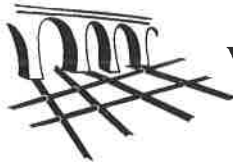


Figura 10. *Envolventes de alturas piezométricas máximas y mínimas para la instalación de la Figura 8, dadas por DYAGATS.*



Influência da variação do factor de atrito no estudo dos regimes variáveis em pressão

Jorge M. P. Amado ¹⁾, José Alfeu A. de Sá Marques ²⁾

RESUMO

Têm sido experimentalmente verificadas por vários investigadores, discrepâncias entre os resultados numéricos e os ensaios experimentais na simulação dos escoamentos em regime variável. Uma das fontes de erro mais importantes na simulação dos regimes variáveis em pressão, é a consideração de um factor de atrito constante no espaço e no tempo. No presente trabalho, estudou-se a importância da variação do factor de atrito para escoamentos em regime variável, considerando-o não constante no tempo e no espaço. São analisadas algumas formulações que o fazem depender da frequência das oscilações, das variações de velocidade e do "historial" do escoamento. Como aplicação prática usou-se o método das características, com o qual são avaliados e comparados os resultados, considerando respectivamente as formulações do factor de atrito constante e variável.

INTRODUÇÃO

Durante a fase de concepção e estudo de um sistema de abastecimento de água, devem-se analisar situações extremas que possam ocorrer durante a vida útil da obra e que eventualmente coloquem em causa o seu bom funcionamento. Na maior parte do tempo de funcionamento estes sistemas podem considerar-se em condições de regime permanente; no entanto, existem situações em que se torna de fundamental importância o estudo dos escoamentos em regime variável; é o caso de uma paragem involuntária de bombas em estações elevatórias, como

¹⁾ Assistente do primeiro triénio no Departamento de Engenharia Civil do Instituto Politécnico da Guarda, Guarda, Portugal. Aluno do Mestrado em Hidráulica e Recursos Hídricos do D. E. C. da F. C. T. U. C.

²⁾ Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal.

consequência de uma falta de energia, ou quando ocorre o fecho relativamente rápido de uma válvula.

O estudo das perdas de carga por atrito para condições de regime permanente, está bastante bem desenvolvido na literatura da especialidade; todavia para o estudo do seu efeito nos regimes variáveis, não existe ainda um modelo de consenso prático satisfatório, apesar dos esforços feitos no sentido do seu melhor conhecimento. No presente trabalho são apresentados alguns modelos que abordam o estudo do efeito do factor de atrito em regime variável.

As equações de compatibilidade do método das características foram modificadas de modo a incluírem o efeito do factor de atrito em regime variável. Por último apresenta-se um exemplo prático onde é feita uma comparação gráfica dos resultados, considerando o factor de atrito constante e variável, fazendo uso dos modelos de Churchill (1977), Trikha (1975), Carstens e Roller (1959) e Hino (1977).

EQUAÇÕES BÁSICAS

As equações da conservação da quantidade de movimento e da conservação da massa, aplicadas a um volume de controlo horizontal, quando admitidas as hipóteses simplificativas habituais (Wylie e Streeter, 1978), podem respectivamente escrever-se da seguinte forma:

$$g \frac{\partial H}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial t} + g J = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial V}{\partial x} + \frac{g}{a^2} \left(V \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial t} \right) = 0 \quad (2)$$

Este sistema de equações a derivadas parciais pode classificar-se como hiperbólico, quasi-linear e apresenta duas variáveis dependentes H e V e duas variáveis independentes x e t.

Para a maioria dos problemas de engenharia, envolvendo transitórios em pressão, os termos convectivos das Eq. (1) e (2) são muito pequenos quando comparados com os outros termos que entram nas equações. Esta aproximação é equivalente a aceitar que $V \ll a$. Assim as referidas equações podem ser simplificadas resultando:

Equação da quantidade de movimento:

$$g \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial t} + g J = 0 \quad (3)$$

Equação da continuidade:

$$\frac{\partial V}{\partial x} + \frac{g}{a^2} \frac{\partial H}{\partial t} = 0 \quad (4)$$

O sistema de equações apresentado é deduzido e aplicado considerando algumas simplificações, contudo, algumas dessas simplificações são questionáveis. Uma delas, é a consideração do factor de atrito f ser constante ao longo dos transitórios. É sobre esta simplificação que nos vamos debruçar, uma vez que existem evidências experimentais que mostram que o factor de atrito não é constante ao longo dos transitórios hidráulicos, mas que se modifica com a variação da velocidade e pressão no decurso dos mesmos. Têm sido feitos grandes esforços no sentido de modelar mais correctamente o efeito da perda de carga por atrito nos regimes variáveis.

Uma das técnicas que tem sido usada para ter em conta a variação de f ao longo dos transitórios hidráulicos é a consideração da hipótese quasi-estacionária, em que os valores instantâneos da perda de carga ou resistência ao escoamento, para qualquer secção da conduta e para qualquer instante são função da velocidade média. De acordo com esta hipótese, admite-se que em qualquer instante do regime transiente, o comportamento da dissipação de energia corresponde a um escoamento fictício-pseudo-estacionário (uniforme tangente). Para um elemento de conduta, na hipótese quasi-estacionária, considera-se no estado de equilíbrio, que a relação entre a tensão na parede e a perda de carga uniforme por unidade de comprimento é:

$$\tau_{ws} = \gamma R_H J_s \quad (5)$$

Para fluidos Newtonianos, como a água, tem-se:

$$J_s = \frac{f_s V^2}{2 g D} \quad (6)$$

Alguns autores, tais como, Latelier e Leutheusser (1973), Skymanski (1932), Uchida (1956), entre outros, têm direccionado os seus estudos no sentido de verificar a validade desta aproximação. Destacam-se algumas das conclusões de resultados experimentais de Kita (1980) e Ohmi (1980-81).

Kita (1980), num modelo de flutuações turbulentas viscosas concluiu que $f_u \equiv f_s$ somente para baixas frequências de oscilação, $f_u < f_s$ para altas frequências nas fases de desaceleração e $f_u > f_s$ nas fases de aceleração.

Ohmi (1980-81) procedeu a extensas medições para várias gamas de frequência e dividiu o escoamento em 3 tipos a saber: quasi-estacionario, inercial-dominante e intermédio, os quais separou conforme o valor do parâmetro $\Omega = \sqrt{\frac{w'}{f_0 R_{eta}}}$, em que:

$$w' = \frac{R^2 w}{\nu}, \text{ com } w = \text{Frequência angular} = 2 \pi f.$$

Assim para regime turbulento procedeu à seguinte divisão:

- Região quasi-estacionária na qual ocorrem baixas frequências de oscilação $f_u \cong f_s$;
- Regiões de inercia-dominante e intermédia na qual ocorrem altas frequências de oscilação, sendo $f_u > f_s$ nas fases de aceleração e $f_u < f_s$ nas fases de desaceleração;

Um atraso de fase entre a tensão de atrito na parede e o escoamento médio foi também observado nos referidos ensaios experimentais.

Para valores de $\Omega < 0.145$ o escoamento comporta-se como quasi-estacionário. Se o parâmetro se situa entre 0.145 e 1.5 o escoamento é do tipo intermédio. Para valores superiores a 1.5, o escoamento é inercial-dominante.

No caso de escoamentos laminares, os limites entre as três regiões foram definidos pelo parâmetro $\sqrt{w'}$. Para valores de $\sqrt{w'} \leq 1.32$ o escoamento comporta-se como quasi-estacionário, sendo para valores de $\sqrt{w'} > 1.32$ e $\sqrt{w'} < 28.0$ do tipo intermédio e valores de $\sqrt{w'} \geq 28.0$ do tipo inercial-dominante.

No ponto seguinte são apresentados alguns dos mais referenciados modelos de aproximação para perdas de carga em regime variável.

MODELOS DE APROXIMAÇÃO PARA PERDAS DE CARGA EM REGIME VARIÁVEL

Zielke (1968), baseado nas equações de Navier-Stokes, chega analiticamente à solução exacta para a determinação da perda de carga por atrito em escoamentos variáveis e regime laminar:

$$J_u = J_s + \Delta J \quad (7)$$

$$\Delta J = \frac{1}{g} \int_0^l C_{ju}(t-u) \frac{\partial V}{\partial t} du \quad (8)$$

onde C_{ju} é um coeficiente que se supõe caracterizar as variações tridimensionais da estrutura interna do escoamento e u uma variável de integração. Da análise desta expressão, pode verificar-se a dependência do atrito em relação à frequência nos regimes variáveis. Contudo, esta técnica requer um excessivo esforço de cálculo, o que se torna impraticável em grandes sistemas.

Trikha (1975) chega a uma equação simplificada da anterior, a qual apresenta uma correlação bastante boa para vários intervalos de frequências estudadas:

$$J_u = J_s + \frac{16}{D^2} g v (Y_1 + Y_2 + Y_3) \quad (9)$$

com $(Y_1 + Y_2 + Y_3)$ factores de correcção para regime variável, que podem ser calculados durante a análise dos transitórios. Estes factores são função do tempo, inicialmente zero ($Y_1(t) = Y_2(t) = Y_3(t) = 0$) e para $t > 0$ tomam os seguintes valores:

$$Y_1(t + \Delta t) = Y_1(t) e^{-8000.0 \left(\frac{4v}{D^2}\right) \Delta t} + 40.0 [V(t + \Delta t) - V(t)] \quad (10)$$

$$Y_2(t + \Delta t) = Y_2(t) e^{-200.0 \left(\frac{4v}{D^2}\right) \Delta t} + 8.1 [V(t + \Delta t) - V(t)] \quad (11)$$

$$Y_3(t + \Delta t) = Y_3(t) e^{-26.4 \left(\frac{4v}{D^2}\right) \Delta t} + 1.0 [V(t + \Delta t) - V(t)] \quad (12)$$

Carstens e Roller (1959) fazem depender a variação da perda de carga por atrito, para escoamentos em regime turbulento, da aceleração do escoamento e propõem a seguinte equação:

$$J_u = J_s + \frac{K}{2g} \frac{dV}{dt} \quad (13)$$

onde K é uma constante determinada experimentalmente dependente do valor do numero Reynolds (Re), que por interpolação se pode escrever:

$$K = 1.555 - 0.8522 Re^{0.079} + 0.2043 Re^{0.158} - 0.0183 Re^{0.2367} \quad (14)$$

Safwat e Polder (1973) realizaram experiências com escoamentos oscilatórios em regime laminar e concluíram que a tensão de atrito na parede não é apenas função de Re mas também da frequência de oscilação. Assim propuseram a seguinte expressão:

$$\tau(t) = \alpha V(t) + \beta \frac{dV(t)}{dt} \quad (15)$$

sendo α e β constantes determinadas experimentalmente.

Hino (1977) propõe um modelo que faz depender J_u da frequência das oscilações:

$$J_u = \frac{V^2}{2gD} 0.188 R_s^{-\frac{1}{2.85}} \quad (16)$$

Brunone et al. (1991) apresentaram um modelo para a perda de carga que considera dois efeitos que são a inércia local e a variação da tensão na parede:

$$J_u = J_s + \frac{K_3}{g} \left(\frac{\partial V}{\partial t} - a \frac{\partial V}{\partial x} \right) \quad (17)$$

em que K_3 é uma constante determinada experimentalmente.

Outros autores apresentaram outras expressões, mais ou menos similares às que se acabam de referir. De acordo com os ensaios realizados parece haver uma boa correlação entre as expressões do tipo das apresentadas e os resultados experimentais; no entanto, não existe ainda um modelo exacto e prático para o estudo da perda de carga por atrito para um caso genérico, de tal modo que possa ser incorporado nas equações do choque hidráulico.

MÉTODO DAS CARACTERÍSTICAS APLICADO A MODELOS DE ATRITO VARIÁVEL

O método das características permite, substituir o sistema de Eq. (1) e (2) pelo seguinte sistema de derivadas totais ao longo das linhas características $\frac{dx}{dt} = \pm a$:

$$\pm \frac{g}{a} \frac{dH}{dt} + \frac{dV}{dt} + g J_u = 0 \quad (18)$$

Para a maioria dos casos práticos uma aproximação de diferenças finitas de 1ª ordem é suficiente para as quatro equações, escrevendo-se:

$$V_P - V_A + \frac{g}{a_A} (H_P - H_A) + g J_u^\pm (t_P - t_A) = 0 \quad (19)$$

$$V_P - V_B - \frac{g}{a_B} (H_P - H_B) + g J_u^\pm (t_P - t_B) = 0 \quad (20)$$

$$x_P - x_A = a_A (t_P - t_A) \quad (21)$$

$$x_P - x_B = a_B (t_P - t_B) \quad (22)$$

O valor de ΔJ das equações referidas no ponto anterior, pode ser implicitamente incluído nas equações características, ou considerando um incremento em J_s e resolvendo o problema através de diferenças finitas.

EXEMPLO PRÁTICO E RESULTADOS OBTIDOS:

Na Fig. 1 apresenta-se uma instalação simples, constituída por reservatório-conduta-válvula utilizada no caso de estudo.

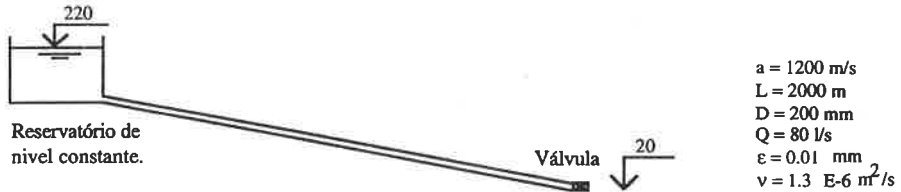


Fig. 1 - Esquema do sistema hidráulico do caso de estudo.

Foi desenvolvido um programa em FORTRAN 77 no qual se incluiu nas Eq. (19) e (20), algumas das formulações referidas atrás para a determinação de J_u . Para determinar J_s (perdas de carga em regime quasi-permanente), foram usadas as fórmulas de Churchill (1977).

Foi considerada uma manobra linear e total na válvula; o tempo de fecho da válvula foi 4 s com início a 1s.

São comparadas, graficamente, as cotas piezométricas ao longo do tempo, na secção da válvula (Fig. 2), e a meio da conduta (Fig. 3) considerando f constante e variável. Na Fig. 4 apresenta-se um gráfico comparativo das diferenças das cotas piezométricas, a meio da conduta e na válvula, entre f constante e f variável (formulação de Trikha).

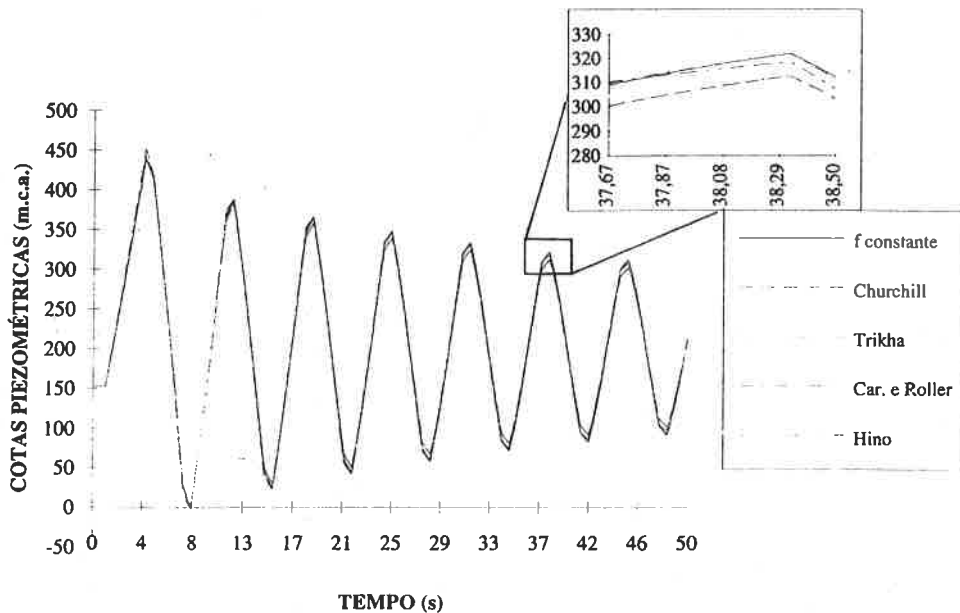


Fig. 2 - Cotas piezométricas ao longo do tempo, na secção da válvula.

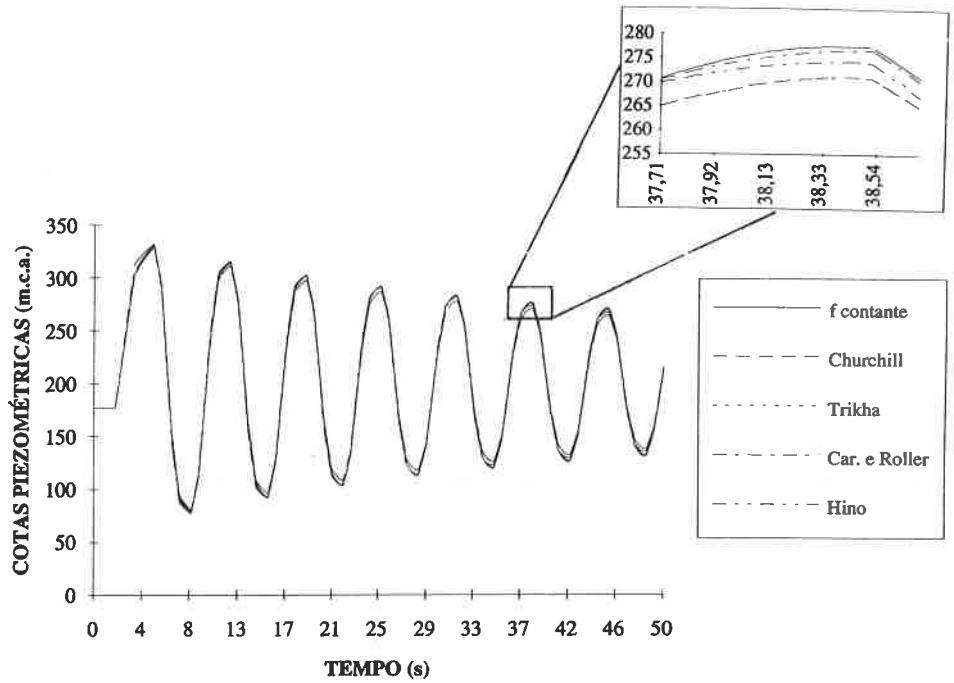


Fig. 3 - Cotas piezométricas ao longo do tempo, a meio da conduta.

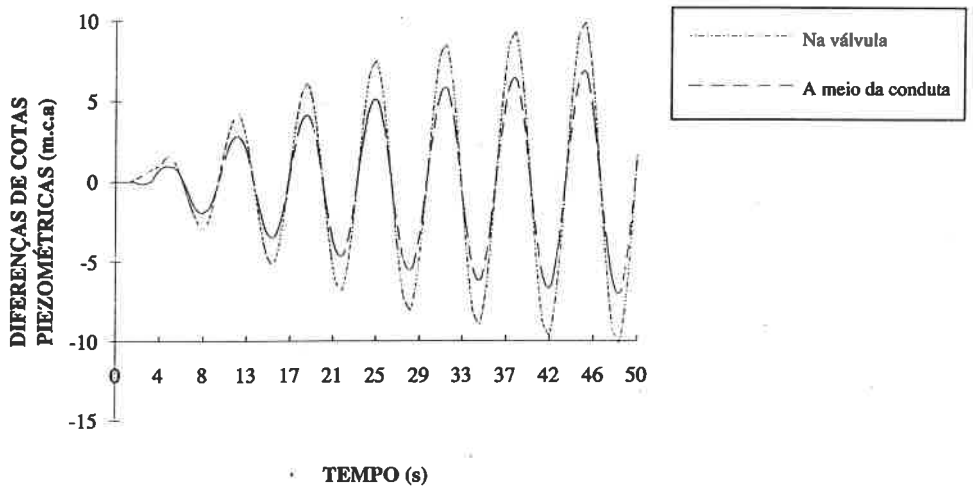


Fig. 4 - Diferenças dos valores das cotas piezométricas [H correspondente a f constante - H correspondente a f variável (Trikha)] na válvula e a meio da conduta.

DISCUSSÃO E CONCLUSÕES

Da análise dos gráficos verifica-se que, a diferença na envolvente de pressões máximas, considerando o factor de atrito constante e variável são pequenas. Contudo para valores de subpressões, diferenças de 3 ou 4 metros podem ser significativas, na análise do bom funcionamento das instalações.

Apesar da constatação da afirmação anterior, na modelação dos escoamentos considerando f variável, afigura-se (a confirmar em trabalhos futuros) existir uma maior atenuação e distorção das ondas, o que poderá ter interesse na operação de alguns sistemas. Para condições de regime laminar, estudos já realizados provaram a existência da atenuação e distorção referidas.

A simulação do fenómeno do choque hidráulico, considerando o efeito do factor de atrito não constante ao longo dos transitórios, pode conseguir-se introduzindo uma pequena alteração nas equações características, com um desprezável acréscimo do esforço de cálculo, o que levará a resultados mais próximos dos reais.

No presente trabalho não foram abordados escoamentos com fenómenos de cavitação ou separação da coluna líquida. No entanto nesse tipo de escoamentos as diferenças na envolvente de pressões considerando f constante e variável, segundo estudos já realizados, é significativa. Assim, dever-se-ão desenvolver esforços no estudo teórico e experimental do assunto em análise, com vista a um melhor e mais correcto conhecimento da dissipação de energia em escoamentos de regime variável, com e sem problemas de cavitação e separação da coluna líquida. A determinação experimental do perfil de velocidades neste tipo de escoamentos, poderá contribuir grandemente para a resolução do problema em estudo.

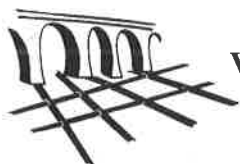
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALMEIDA, A.B. and KOELLE E. (1992), *Fluid Transients in Pipe Networks*, Computational Mechanics Publications (Southampton Boston), Elsevier Applied Science, London.
- BRUNONE, B., GOLIA, U.M. and GRECO, M., (1991), Modelling of Fast Transients by Numerical Methods, Proceedings of the Hydraulic Transients with Water Column Separation (9th Round Table of the IAHR Group), Valency, Spain, 215-222.
- CARSTENS, M.R. and ROLLER, J.E. (1959), Boundary-shear Stress in Unsteady Turbulent Pipe Flow, *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, Vol. 85, 67-81.
- CHURCHILL, S.W. (1977), Friction Factor Equation Spans all Fluid-flow Regimes, *Chemical Engineering*, Vol. 7, 91-92.
- HINO, M. SAWAMOTO, M. and TAKASU, S. (1976), Experiments on the Transition to Turbulence and Friction Coefficient in an Oscillatory Pipe Flow, *Journal Fluid Mech.*, Vol 75, 282-285.

- LATELLIER, M.F. and LEUTHEUSSER, H.J. (1976), Skin Friction in Unsteady Laminar Pipe Flow, *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, Vol. 102, 41-56.
- OHMI, M. et al. (1980-1981), Flow Pattern and Frictional Losses in Pulsating Pipe Flow (Parts 1, 2, 3, 4, 5, 6 e 7), *Bulletin of the JSME*, Vol. 23 e Vol. 24.
- SAFWAT, H. H. and POLDER, J. (1973), Friction-Frequency Dependence for Oscillatory Flows in Circular Pipe, *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, Vol. 99, 1933-1945.
- SHUY, E. B. and APELT, C. J. (1983), Friction Effects in Unsteady Pipe Flow, *Proceedings of the 4th International Conference on Pressure Surges*, BHRA, Bath, Paper D2, 147-164.
- TRIKHA, A.K. (1975), An Efficient Method for Simulating Frequency-Dependent Friction in Transients Liquid Flow, *Journal of Fluids Engineering*, ASME, Vol. 97, 97-105.
- KITA, Y., ADACHY, Y., and HIROSE, K. (1980), Periodically Oscillating Turbulent Flow in a Pipe, *Bull. of JMSE*, Vol. 23, 656-664.
- WYLIE, E. B. and STREETER, V. L. (1978), *Fluid Transients*, McGraw-Hill and FEB Press, Ann Arbor.
- ZIELKE, W. (1968), Frequency Dependent Friction in Transient Pipe Flow, *Journal of Basic Engineering*, ASME, Vol. 90, 109-115.

ANEXO-NOMENCLATURA

A	Área da secção transversal da conduta conduta
a	Celeridade das ondas elásticas de pressão
a _A , a _B	Celeridade nos pontos A e B do espaço no método das características
C _{Ju}	Coefficiente de influência na determinação de J _u
D	Diâmetro interno da conduta
dt	Incremento no tempo
dx	Incremento no espaço
f ₀	Factor de atrito em regime permanente
f _s	Factor de atrito em regime quasi-permanente
f _v	Factor de atrito em regime variável
g	Aceleração da gravidade
H	Cota piezométrica num ponto genérico
H _k	Cota piezométrica no ponto K, no método das características
J	Perda de carga unitária
J _s	Perda de carga unitária determinada a partir da hipótese quasi-estacionária
J _u	Perda de carga unitária real em regime variável
L	Comprimento total da conduta
v	Viscosidade cinemática de um fluido
R	Raio interior da conduta
R _H	Raio hidráulico de uma secção líquida
R _{eta}	Numero de Reynolds médio no tempo
R _δ	Numero de Reynolds baseado na camada de Stokes de espessura δ, R _δ = V δ / v e δ = (2 v / w) ^{0.5}
T	Período da pulsação = 4 L / a
V	Velocidade média do escoamento na secção transversal
w	Frequência adimensional
ε	Rugosidade da conduta



Método Globalmente Convergente para Análise de Sistemas de Distribuição de Água

Joaquim J. O. Sousa¹⁾ e José A. A. Sá Marques²⁾

RESUMO

Neste trabalho apresenta-se um método numérico que permite a obtenção dos parâmetros que definem o funcionamento hidráulico de sistemas de abastecimento de água. O método emprega técnicas de optimização, nomeadamente de pesquisa de direcção e controlo do passo, técnicas essas vulgarmente denominadas de "Line search techniques". Pretende-se desta forma eliminar os problemas de convergência característicos do método de Newton. Efectua-se a aplicação do método à formulação dos nós e realizam-se testes em alguns exemplos de sistemas de distribuição de água, comparando-se os resultados com os obtidos com o método de Newton.

INTRODUÇÃO

Quando se pretende obter os parâmetros que definem o funcionamento hidráulico, em regime permanente, de sistemas de abastecimento de água, torna-se necessário recorrer a formulações matemáticas do problema físico, as quais, do ponto de vista matemático são sistemas de equações não lineares. Como é do conhecimento geral, os sistemas de equações não lineares não são resolúveis analiticamente, pelo que, há que recorrer a processos numéricos para obtenção de uma solução, a qual, não sendo a exacta, pode estar tão próxima desta quanto se deseje. De entre os imensos métodos numéricos existentes para resolução deste tipo de problemas, o mais vulgarmente utilizado é o método de Newton. Este método,

¹⁾ Assistente do 1º Triénio da Escola Superior de Tecnologia do Instituto Politécnico de Viseu, Viseu, Portugal. Aluno do Mestrado em Hidráulica e Recursos Hídricos do D. E. C. da F. C. T. U. C.

²⁾ Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal.

apesar de se poder aplicar a qualquer uma das três formulações matemáticas que se conhecem, é, em geral, apenas aplicado às formulações das malhas e dos nós. A aplicação deste método, conduz em muitas situações a problemas de convergência. Para fazer face a estes cenários, que são de todo inconvenientes, desenvolveram-se técnicas que permitem controlar o processo numérico e, de certa forma, evitar este tipo de anomalia. Neste trabalho, após uma breve descrição do problema a resolver e do método de Newton, apresenta-se o desenvolvimento de um método numérico que se baseia em algumas dessas técnicas, as quais o tornam globalmente convergente. No final confronta-se a eficácia do método com a correspondente ao método de Newton.

FORMULAÇÃO DOS NÓS

Na aplicação da formulação dos nós a um sistema de distribuição de água, consideram-se como incógnitas do problema as cotas piezométricas dos nós de junção do sistema em estudo, definindo-se como nó de junção os nós de cota piezométrica desconhecida. Esta formulação consiste em verificar a equação da continuidade em cada nó de junção i do sistema, ou seja:

$$\sum_{m=1}^{NTC_i} Q_{i,j} = C_i \quad (1)$$

a qual, quando combinada com a equação da energia ao longo de cada troço, escrita da seguinte forma:

$$\Delta H_{i,j} = H_i - H_j = K_{i,j} \operatorname{sgn}(Q_{i,j}) |Q_{i,j}|^n \Rightarrow Q_{i,j} = \operatorname{sgn}(H_i - H_j) \left[\frac{|H_i - H_j|}{K_{i,j}} \right]^{\frac{1}{n}} \quad (2)$$

resulta na seguinte equação:

$$\sum_{m=1}^{NTC_i} \operatorname{sgn}(H_i - H_j) \left[\frac{|H_i - H_j|}{K_{i,j}} \right]^{\frac{1}{n}} = C_i \quad (3)$$

sendo $Q_{i,j}$ o caudal escoado no troço que une o nó i ao nó j (toma o valor positivo se sai do nó i e negativo se entra no nó i); C_i o caudal concentrado no nó i (toma o valor positivo se entra no nó i e negativo se sai do nó i); NTC_i o número de troços confluentes no nó i ; H_i e H_j as cotas piezométricas nos nós i e j , respectivamente; $K_{i,j}$ o coeficiente de perda de carga no troço que une o nó i ao nó j ; n o expoente da lei de resistência adoptada no estudo; $\operatorname{sgn}(\cdot)$ uma

função que toma o valor +1 ou -1 conforme o valor que se encontra dentro do parêntesis seja positivo ou negativo, respectivamente.

A Eq. (3) não é mais do que a equação da continuidade aplicada ao nó i , escrita em função das cotas piezométricas do próprio nó e dos nós que lhe estão directamente ligados.

Escrevendo uma equação do tipo da Eq. (3) para cada um dos N nós de junção do sistema de distribuição de água em estudo, obtém-se um sistema de equações não lineares, em que o número de equações é igual ao número de incógnitas, as quais, como foi inicialmente referido, são as cotas piezométricas dos nós de junção do sistema, ou seja, N incógnitas.

FORMALIZAÇÃO DO PROBLEMA

Com base no que se mencionou na secção anterior, facilmente se constata que o problema consiste em resolver um sistema de N equações não lineares, em que as incógnitas são as cotas piezométricas dos N nós de junção do sistema (H_i , $i = 1, 2, \dots, N$). O sistema de equações referido, tem o seguinte aspecto:

$$\begin{cases} f_1(H_1, H_2, \dots, H_N) = 0 \\ f_2(H_1, H_2, \dots, H_N) = 0 \\ \dots\dots\dots \\ f_N(H_1, H_2, \dots, H_N) = 0 \end{cases} \quad (4)$$

ou então, de forma mais compacta, $F(H)=0$, em que H é o vector das incógnitas e F é o vector das funções.

O MÉTODO DE NEWTON

O método de Newton, também denominado método de Newton-Raphson, é um método que tem por objectivo, partindo de uma estimativa inicial, efectuar sucessivas correcções a essa estimativa até encontrar uma solução aproximada para o problema a resolver.

Seja H^0 uma estimativa inicial para a solução do problema definido nas Eqs. (4). Partindo do princípio de que H^0 não é a solução do problema, ou seja, $F(H^0) \neq 0$, o método de Newton tem por objectivo calcular uma correcção Z^0 a efectuar a H^0 , de tal forma que:

$$F(H) = F(H^0 + Z^0) = 0 \quad (5)$$

Assumindo que F é continuamente diferenciável entre H e H^0 e que a correcção Z^0 é pequena quando comparada com H^0 e expandindo o primeiro membro da Eq. (5) em série de Taylor, desprezando os termos de ordem igual ou superior a dois, obtém-se:

$$F(H^0 + Z^0) = F(H^0) + F'(H^0) Z^0 \quad (6)$$

em que $F'(H^0)$ é a matriz Jacobiana das funções de F , relativamente às variáveis H , calculada em H^0 , ou seja:

$$F'(H^0) = J(H^0) = \begin{bmatrix} \frac{\partial f_1}{\partial H_1} & \frac{\partial f_1}{\partial H_2} & \dots & \frac{\partial f_1}{\partial H_N} \\ \frac{\partial f_2}{\partial H_1} & \frac{\partial f_2}{\partial H_2} & \dots & \frac{\partial f_2}{\partial H_N} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \frac{\partial f_N}{\partial H_1} & \frac{\partial f_N}{\partial H_2} & \dots & \frac{\partial f_N}{\partial H_N} \end{bmatrix}_{H^0} \quad (7)$$

Combinando as Eqs. (5), (6) e (7), facilmente se obtém a relação que permite calcular a correcção Z^0 :

$$F(H^0) + J(H^0) Z^0 = 0 \Leftrightarrow Z^0 = -J^{-1}(H^0) F(H^0) \quad (8)$$

após o que, a solução do problema é:

$$H = H^0 - J^{-1}(H^0) F(H^0) \quad (9)$$

O vector H , seria a solução do problema, não fosse o facto de a Eq. (6) não ser uma igualdade exacta, mas sim uma aproximação. Em consequência do erro introduzido na aproximação referida, há que repetir o processo até se obter uma solução dentro da precisão desejada, ou seja, deve repetir-se iterativamente:

$$H^{k+1} = H^k - J^{-1}(H^k) F(H^k) \quad k = 0, 1, 2, \dots \quad (10)$$

Uma desvantagem do método de Newton, reside no facto de ser necessário calcular a inversa da matriz Jacobiana em cada iteração. Na prática, tal inconveniente é ultrapassado recorrendo à seguinte apresentação da Eq. (8):

$$J(H^0) Z^0 = -F(H^0) \quad (11)$$

A Eq. (11) representa um sistema composto por N equações lineares, em que as incógnitas são as correcções Z_i ($i = 1, 2, \dots, N$) e a matriz do sistema é a matriz Jacobiana.

Resolvendo-se esse sistema determina-se Z^0 . De seguida efectuam-se as correcções devidas, fazendo uso da equação de recorrência, a qual, toma agora a forma:

$$H^{k+1} = H^k + Z^o \quad \text{para } K = 0, 1, 2, \dots \quad (12)$$

Este método, apesar de não ser recente, continua a ser bastante utilizado. Este aspecto é justificado pelo facto de o método ser relativamente simples e possuir uma convergência quadrática quando o processo numérico se encontra próximo da solução exacta. No entanto, nos casos em que não se disponha de uma boa estimativa inicial, o método pode apresentar uma convergência muito lenta ou até mesmo não convergir para a solução.

MÉTODO GLOBALMENTE CONVERGENTE

Conforme se referiu anteriormente, o método de Newton apresenta-se como sendo um método rapidamente convergente, desde que o vector estimativa inicial esteja suficientemente próximo do vector solução do problema. No estudo do funcionamento hidráulico de pequenos sistemas de distribuição de água, pode não ser difícil obter a estimativa inicial nas condições desejadas, no entanto, quando o sistema apresenta uma dimensão considerável ou alguma complexidade, é praticamente impossível obter uma estimativa inicial nas condições exigidas.

O método que se apresenta de seguida, denominado de "Método Globalmente Convergente", consegue associar uma convergência rápida a uma convergência global, ou seja, mesmo quando o vector estimativa inicial está muito afastado do vector solução do problema, o método converge rapidamente para a solução.

O primeiro passo do método consiste em aplicar uma pequena modificação ao problema inicial. Ao contrário do que é habitual, o método não determina directamente o vector solução de um sistema de equações não lineares. O método transforma o problema inicial num problema de optimização (determinação do vector que minimiza uma função). A relação entre a minimização de uma função e a solução de um sistema de equações não lineares, reside no facto de um sistema com uma forma igual à apresentada nas Eqs. (4) ter um vector solução $H = (H_1, H_2, \dots, H_N)^t$ exactamente quando a função G , definida como sendo:

$$G(H_1, H_2, \dots, H_N) = \sum_{i=1}^N [f_i(H_1, H_2, \dots, H_N)]^2 \quad (13)$$

apresenta um mínimo absoluto, sendo esse mínimo igual a zero. Para a determinação do mínimo da função, recorre-se a um método vulgarmente denominado na literatura inglesa de "Line Search". A técnica utilizada pode ser descrita da seguinte forma:

- i) Avalia-se o valor da função G no ponto correspondente à estimativa inicial (H^0);
- ii) Determina-se uma direcção que, partindo de H^0 , resulte num decréscimo no valor de G ;
- iii) Move-se uma distância apropriada nessa direcção e acha-se o novo vector H^1 ;
- iv) Repetem-se os passos de i) até iii) com H^0 substituído por H^1 .

É bem conhecido do cálculo matemático que, numa função a várias variáveis, a direcção que proporciona uma maior variação no valor da função, a partir de um certo ponto (H), é a direcção do gradiente, calculado nesse mesmo ponto, e, como se pretende um decréscimo do valor da função, há que tomar o sentido negativo do gradiente. No entanto, vários autores referem que a direcção do gradiente nem sempre é aquela que conduz a melhores resultados, pelo que, se optou por adoptar a direcção utilizada pelo método de Newton, a qual, é também uma direcção descendente. Assim sendo, para determinar o vector que minimiza a função G , vão-se efectuar aproximações sucessivas, partindo da estimativa inicial, de acordo com a seguinte expressão de recorrência:

$$H^{k+1} = H^k - \alpha J^{-1}(H^k) F(H^k) \quad (14)$$

faltando agora apenas determinar α , vulgarmente denominado de "passo", que é um parâmetro que deverá ser criteriosamente escolhido, por forma a que cada iteração produza o maior decréscimo possível no valor da função G . Para tal, vai-se considerar uma função P , definida da seguinte forma:

$$P(\alpha) = G(H^k - \alpha J^{-1}(H^k) F(H^k)) \quad (15)$$

Uma hipótese possível para resolver o problema, seria determinar o valor de α que minimiza-se $P(\alpha)$, só que, determinar directamente o valor mínimo de $P(\alpha)$ requer a diferenciação da função e um algoritmo para determinar a raiz de uma equação não linear. Tal procedimento apresenta um elevado custo em termos de esforço computacional, pelo que, apesar de ambicioso, é de rejeitar. Em lugar do procedimento descrito, interpola-se $P(\alpha)$ usando um polinómio (Q), e três valores (α_1 , α_2 e α_3) que se espera estejam próximos do mínimo pretendido. Define-se α^* como sendo o mínimo absoluto de Q , no mais pequeno intervalo fechado que contenha α_1 , α_2 e α_3 , e usa-se $Q(\alpha^*)$ como aproximação do mínimo valor de $P(\alpha)$. Para determinar α^* , considere-se a aproximação $Q(\alpha)$, efectuada a $P(\alpha)$, a qual deverá possuir um ponto mínimo facilmente determinável. A mais simples função de uma variável que possui um mínimo é a quadrática, pelo que se considera:

$$Q(\alpha) = a + b \alpha + c \alpha^2 \quad (16)$$

Esta função apresenta um mínimo no ponto em que se verifica:

$$\frac{dQ}{d\alpha} = b + 2 c \alpha = 0 \quad (17)$$

ou seja:
$$\alpha^* = -\frac{b}{2 c} \quad (18)$$

As constantes a, b e c, da aproximação quadrática, podem ser determinadas por aproximação da função a três valores diferentes de α (α_1 , α_2 e α_3) e resolvendo as equações:

$$\begin{cases} g_1 = a + b \alpha_1 + c \alpha_1^2 \\ g_2 = a + b \alpha_2 + c \alpha_2^2 \\ g_3 = a + b \alpha_3 + c \alpha_3^2 \end{cases} \quad (19)$$

onde g_1 denota $G(\alpha_1)$, g_2 denota $G(\alpha_2)$ e g_3 denota $G(\alpha_3)$.

Como $F(H^k)$ é conhecido da iteração anterior, por forma a minimizar os cálculos, escolhe-se inicialmente $\alpha_1=0$, sendo assim apenas necessário efectuar dois cálculos de G (g_2 e g_3). O valor de α_2 é determinado de forma a verificar-se $P(\alpha_2) < P(\alpha_1)$. Como α_1 não minimiza $P(\alpha)$, α_2 terá obrigatoriamente que existir. Finalmente, α_3 é escolhido como sendo o dobro de α_2 .

Com a escolha efectuada, substituindo os valores de α em (19) e resolvendo o sistema resultante, obtém-se:

$$a = g_1 \quad b = \frac{4 g_2 - 3 g_1 - g_3}{2 \alpha_2} \quad c = \frac{g_3 + g_1 - 2 g_2}{2 \alpha_2^2} \quad (20)$$

Substituindo (20) em (18), define-se α^* como sendo:

$$\alpha^* = \frac{4 g_2 - 3 g_1 - g_3}{4 g_2 - 2 g_3 - 2 g_1} \alpha_2 \quad (21)$$

Há ainda a referir que, para que α^* seja mínimo e não máximo, deve verificar-se a condição:

$$\left. \frac{d^2 Q}{d\alpha^2} \right|_{\alpha=\alpha^*} > 0 \quad \Rightarrow \quad c > 0 \quad \Rightarrow \quad g_3 + g_1 > 2 g_2 \quad (22)$$

Por último, introduz-se α^* na Eq. (14) para obter nova aproximação ao mínimo de G .

EXPERIÊNCIAS REALIZADAS E RESULTADOS OBTIDOS

Com o objectivo de testar as potencialidades do método globalmente convergente e comparar a sua performance com a correspondente ao método de Newton, elaboraram-se dois programas para computador, empregando cada um dos métodos mencionados. Os programas foram desenvolvidos em linguagem FORTRAN 77 e, para tornar mais correcta a comparação, foram construídos com as mesmas estruturas de entrada de dados e saída de resultados e sendo controlados pelos mesmos critérios de paragem e convergência.

Com os programas desenvolvidos, usando como hardware um computador Macintosh Quadra 840AV, foram testados três exemplos, que se encontram representados na Fig. 1.

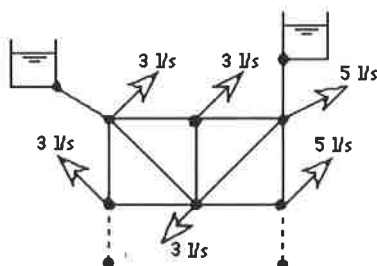


Fig. 1. Representação esquemática dos sistemas dos exemplos testados.

- Exemplo 1 : Corresponde ao sistema apresentado na figura 1, contendo apenas os troços representados a cheio, pretendendo ser um exemplo de um sistema vulgar;
- Exemplo 2 : Corresponde ao sistema do exemplo 1, apenas diferindo a estimativa inicial, a qual, foi considerada bastante afastada da solução do problema;
- Exemplo 3 : Corresponde ao sistema do exemplo 1 adicionando-lhe os dois troços representados a traço interrompido, pretendendo ser um exemplo de um sistema contendo dois troços em que os caudais, e as correspondentes perdas de carga, são nulos.

Na Tabela I resumem-se os resultados obtidos com os dois métodos testados, referentes a cada um dos três exemplos referidos (para ambos os métodos foram utilizadas estimativas iniciais iguais).

TABELA I - Resultados obtidos com os exemplos testados.

		Nº de iterações	Tempo de cálculo	Tempo médio por iteração	Observações
Exemplo 1	Mét. de Newton	27	03 seg.	0,111 seg.	com sucesso
	Mét. Glob. Conv.	6	01 seg.	0,167 seg.	com sucesso
Exemplo 2	Mét. de Newton	227	21 seg.	0,092 seg.	com sucesso
	Mét. Glob. Conv.	7	01 seg.	0,143 seg.	com sucesso
Exemplo 3	Mét. de Newton	500	49 seg.	0,098 seg.	sem sucesso
	Mét. Glob. Conv.	13	02 seg.	0,150 seg.	com sucesso

Da análise do quadro, facilmente se observa que:

- i) o método globalmente convergente atinge o critério de convergência com um número de iterações bastante inferior ao correspondente ao método de Newton;
- ii) o método globalmente convergente, apesar de apresentar um tempo médio por iteração superior ao correspondente ao método de Newton, atinge muito mais rapidamente o critério de convergência;
- iii) mesmo quando o método de Newton apresenta problemas de convergência, ou até mesmo ausência desta, o método globalmente convergente aproxima-se rapidamente da solução do problema.

Para uma melhor visualização da eficiência do método globalmente convergente (Line Search), apresenta-se na figura 2 um gráfico que permite, de forma comparativa, analisar a variação da norma euclidiana do vector dos erros da equação da continuidade, ao longo do processo numérico referente ao Exemplo 1.

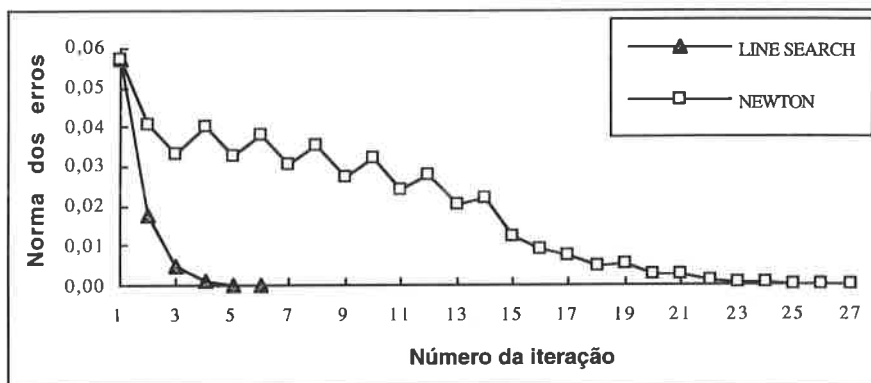


Fig. 2. Variação da norma euclidiana do vector dos erros da equação da continuidade.

Para que o teste do método globalmente convergente não se resumisse apenas a exemplos de sistemas idealizados, foi testado um exemplo de um sistema em fase de projecto (exemplo 4). O sistema mencionado, é um sistema ramificado composto por 60 troços em ferro fundido e 61 nós, sendo alimentado por um único reservatório. Neste sistema encontram-se condutas com características bastante variáveis (comprimentos entre 500 m e 8600 m; diâmetros entre 60 mm e 250 mm; perdas de carga entre 0,003 m.c.a. e 13,4 m.c.a.; velocidades entre 0,018 m/s e 1,061 m/s).

Os resultados obtidos foram os que se apresentam na Tabela II, os quais, mais uma vez confirmam a eficiência do método globalmente convergente.

TABELA II - Resultados obtidos com o exemplo 4.

		Nº de iterações	Tempo de cálculo	Tempo médio por iteração	Observações
Exemplo 4	Mét. de Newton	324	05 min. 45 seg.	1,065 seg.	com sucesso
	Mét. Glob. Conv.	7	00 min. 09 seg.	1,285 seg.	com sucesso

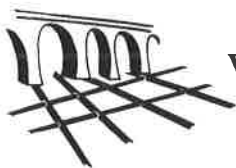
CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com base nas experiências realizadas, conclui-se que o método globalmente convergente apresenta uma convergência bastante rápida e uma robustez inigualável pelo método de Newton, mesmo quando perante situações conhecidas como "críticas". O método globalmente convergente apresenta-se como uma alternativa futura bastante viável, já que, com um pequeno aumento do esforço computacional se consegue garantir a convergência e uma substancial redução no tempo de cálculo.

No que respeita a trabalhos a realizar no futuro, sugere-se a extensão do método a sistemas com inclusão de acessórios, visto que, a modelação de alguns acessórios introduz descontinuidades nas equações, desconhecendo-se qual será o comportamento do método nas proximidades dessas descontinuidades.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Burden, R. L. (1993), *Numerical Analysis*, PWS Publishing Company, Boston.
- Dennis, J. E. Jr. (1983), *Numerical Methods for Unconstrained Optimization and Nonlinear Equations*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.
- Ortega, J. M. (1970), *Iterative Solution of Nonlinear Equations in Several Variables*, Academic Press, Inc..
- Press, W. H. (1992), *Numerical Recipes - The Art of Cientific Computing*, Cambridge University Press.
- Shamir, U. (1968), "Water Distribution Systems Analysis", *Journal of the Hydraulics Division*, A.S.C.E., Vol. 94(1), 219 - 234.
- Wolfe, M. A. (1978), *Numerical Methods for Unconstrained Optimization*, Van Nostrand Reinhold Company.



VII ENaSB - Encontro Nacional de Saneamento Básico
Coimbra - 14 a 16 de Fevereiro de 1996

Informatização do Cadastro do Sistema de Distribuição de Água da EPAL. Metodologia de Implementação e Evolução. Parte A

Eduardo Ribeiro de Sousa¹⁾, Ulisses Lages da Silva²⁾,
Eduardo Marreiros³⁾, Carlos Godinho⁴⁾

*Aquasis, Consultores de Engenharia Municipal e Ambiente, Lda.
Av. Eng^o Arantes e Oliveira, n^o 46, 1^o Esq., 1900 Lisboa, Portugal*

RESUMO

A EPAL, Empresa Portuguesa das Águas Livres, S.A., é a empresa responsável pelo abastecimento e distribuição de água à Cidade de Lisboa. O sistema de distribuição da EPAL é bastante complexo e apresenta uma dimensão muito significativa se se atender à realidade nacional. Em virtude desta complexidade, a EPAL promoveu a informatização do seu sistema de distribuição. Esta informatização decorreu em duas fases: numa primeira, procedeu-se à aquisição da cartografia digital da área objecto de estudo e à preparação dos elementos de cadastro para posterior codificação digital; a segunda fase correspondeu ao desenvolvimento do modelo funcional e ao carregamento digital da informação de cadastro. Na presente comunicação descrevem-se as etapas da 1^a fase (Parte A) e da 2^a fases (Parte B) do Projecto e as principais dificuldades encontradas no seu desenvolvimento.

¹⁾ Doutor em Engenharia Civil, Professor do IST, Consultor da Aquasis, Lda.

²⁾ Engenheiro Civil, Consultor da Aquasis, Lda.

³⁾ Engenheiro Informático, Consultor da Intergraph (Portugal).

⁴⁾ Engenheiro Informático, Consultor da Aquasis, Lda.

1. INTRODUÇÃO

A EPAL, Empresa Portuguesa das Águas Livres, S.A. é a empresa responsável pelo abastecimento e distribuição de água à Cidade de Lisboa. Para além dos cerca de 350 000 consumidores da Cidade de Lisboa, são ainda abastecidos pelo sistema de distribuição os concelhos da Amadora, Cascais, Loures, Oeiras, Mafra e Sintra.

A rede de distribuição tem cerca de 1 330 km de extensão, em que os diâmetros das condutas variam, na maior parte dos casos, entre 80 e 1500 mm, existindo condutas de diversos materiais, nomeadamente: fibrocimento, ferro fundido, ferro fundido dúctil, betão armado e aço. O sistema de distribuição engloba, ainda, 17 reservatórios, 7 estações elevatórias, 3 estações sobrepessoras, 7 redutores de pressão e 8 postos de cloragem. Fazem parte da rede cerca de 10 000 órgãos de manobra e segurança, 80 000 ramais de ligação, 70 000 bocas de incêndio, 7 000 bocas de rega e 400 marcos de incêndio.

A EPAL, ciente que a prestação de um serviço de qualidade requer, necessariamente, o conhecimento das características das suas infra-estruturas, tem vindo a desenvolver um esforço no sentido de manter actualizada toda a informação respeitante ao seu sistema de distribuição de água, podendo-se dizer que se constituiu uma "cultura de cadastro", no sentido de que a recolha, registo e arquivo entraram no esquema das tarefas de rotina dos departamentos responsáveis pela sua execução.

O cadastro do sistema de distribuição de água à Cidade de Lisboa tem vindo a ser constituído por um conjunto de peças escritas e desenhadas, onde está registada toda a informação respeitante ao referido sistema.

O constante crescimento do sistema de distribuição de água da EPAL, bem como as diversas alterações que se verificam diariamente no sistema, obrigam a um esforço, cada vez mais intenso, e a um cada vez maior envolvimento de recursos humanos e materiais para a actividade de actualização do cadastro. Paralelamente, a gestão optimizada de um sistema com esta dimensão e a sua complexidade requerem respostas imediatas sobre as suas características e o seu modo de operação, para além de outro tipo de questões difíceis de

concretizar por processos manuais, tais como estatísticas, relatórios, reproduções, etc.. Neste sentido, a EPAL promoveu um programa de informatização do cadastro, de modo a dotar os seus serviços técnicos de um instrumento de apoio à exploração capaz de:

- ▶ garantir uma sistematização e racionalização da informação sobre o sistema de distribuição de água, por vezes dispersa por diversas fontes de informação e com procedimentos de arquivo algo vulneráveis;
- ▶ facilitar a actividade de actualização do cadastro, isto é, permitir que as constantes alterações que se verificam no sistema sejam rapidamente reflectidas no cadastro informatizado;
- ▶ melhorar a qualidade e a natureza da informação necessária às actividades de planeamento, remodelação/ampliação, exploração e manutenção do sistema;
- ▶ aumentar a eficácia na manipulação e na transmissão de informação entre departamentos e demais instituições que operam no subsolo da Cidade de Lisboa, com a consequente racionalização de recursos em meios humanos e financeiros;
- ▶ permitir um conhecimento integrado e detalhado da informação sobre o sistema, o que garante uma maior eficácia na análise dos problemas de exploração que surgem diariamente.

A informatização do cadastro do sistema de distribuição de água da EPAL decorreu em duas fases, tendo-se desenvolvido, em cada uma delas, as seguintes actividades:

1ª FASE:

- ▶ Aquisição digital da base de informação geográfica.
- ▶ Preparação dos elementos de cadastro para posterior codificação digital.

2ª FASE:

- ▶ Desenvolvimento do modelo funcional.
- ▶ Carregamento digital da informação de cadastro.

Nos parágrafos seguintes, descrevem-se, para cada uma das actividades enunciadas da 1ª Fase, a metodologia adoptada e as principais dificuldades encontradas no seu desenvolvimento. Na Parte B da presente comunicação, serão analisadas as actividades da 2ª Fase.

2. AQUISIÇÃO DIGITAL DA BASE DE INFORMAÇÃO GEOGRÁFICA

Para proceder à aquisição digital da base de informação geográfica, a EPAL dispunha dos seguintes elementos de base:

- ▶ películas indeformáveis do levantamento aerofotogramétrico da Cidade de Lisboa à escala 1:1000 (cerca de 250 cartas), efectuado nas décadas de 40 a 50 e com actualizações efectuadas na década de 70;
- ▶ películas indeformáveis do levantamento aerofotogramétrico da Cidade de Lisboa à escala 1:2000 (cerca de 70 cartas), efectuado em 1963 e actualizado em Agosto de 1987.

Em termos metodológicos, colocou-se, à data em que se desenvolveu esta actividade, a questão de saber qual deveria ser a tecnologia a adoptar para a aquisição digital e a representação gráfica da informação. Foram equacionadas as seguintes soluções possíveis:

- ▶ aquisição da informação por "scanners" com representação da informação em formato do tipo "raster" e, eventualmente, posterior vectorização;
- ▶ aquisição da informação por digitalização em mesa, com representação vectorial e individualizada da informação.

Embora cada uma das tecnologias enunciadas possa ter as suas vantagens e inconvenientes intrínsecos, era importante avaliar, para o objectivo em vista, qual delas seria a mais aconselhável, não numa perspectiva informática do problema, mas sim tendo em conta o seu objectivo principal, ou seja, a produção, em termos de engenharia, do cadastro informatizado do sistema de distribuição de água à Cidade de Lisboa.

Deste modo, optou-se por proceder à aquisição da base de informação geográfica através de mesa digitalizadora. Os principais aspectos que levaram a esta decisão foram os seguintes:

- ▶ de acordo com os objectivos definidos, pretendia-se uma grande segregação da informação que permitisse, para determinadas funções do cadastro informatizado, a utilização de uma base de informação geográfica com um mínimo de

informação. Deste modo, se se optasse pela captação da informação via "scanner" era imprescindível proceder a uma posterior vectorização e a uma intensa actividade de edição;

- ▶ existiam dois tipos de elementos de base para aquisição da base de informação geográfica (cartas à escala 1:1000 e 1:2000) que deveriam ser criteriosamente utilizados. Assim, seria necessário proceder, para algumas situações, à integração e compatibilização de ficheiros "raster" de uma mesma zona, obtidos sobre bases distintas e escalas diferentes, o que se afigurava uma tarefa de complexa e demorada execução.

Como foi referido, existiam dois conjuntos de elementos de base, referentes à mesma zona, embora a escalas diferentes e com graus de actualização também diferentes. Deste modo, foi necessário estabelecer o critério de utilização destes elementos. Assim, optou-se por:

- ▶ utilização, como base de digitalização, da cartografia existente à escala 1:1000 e,
- ▶ posterior actualização, da cartografia digital assim construída, a partir das bases cartográficas existentes à escala 1:2000.

Obtinha-se, assim, por um lado, um produto com rigor da escala 1:1000 nas zonas que não sofreram actualização e, por outro, a sua actualização a Agosto de 1987.

Após a selecção da tecnologia a adoptar na aquisição da base de informação geográfica e uma vez estabelecido o critério de utilização dos elementos de base, procedeu-se à análise da estrutura de informação em que deveria ser organizada a base de informação geográfica.

Para além da tradicional estrutura de informação em que as entidades são agrupadas por conjuntos de informação do mesmo tipo, designadamente arruamentos, toponímia, construções, edificações, limites de propriedade, zonas verdes, linhas de água, curvas de nível, taludes, etc., pretendia a EPAL que toda a informação fosse organizada em duas grandes vertentes: exteriores e interiores.

Na vertente de **exteriores**, foram codificados os traçados necessários e suficientes à

definição do designado "espaço público", ou seja, à delimitação do espaço ocupado pelas faixas de rodagem da rede viária e pelos passeios, por onde passa a grande maioria das tubagens. Trata-se de um nível de referência geográfica mais leve, no entanto suficiente para os vários tipos de consulta do cadastro do sistema de distribuição de água.

Na vertente **interiores** foi codificada a informação geográfica complementar da considerada na vertente de exteriores, de modo a que, no conjunto das duas vertentes, se constituísse uma base cartográfica completa.

Nas Fig. 1 e 2 apresentam-se, a título ilustrativo, extractos de uma carta à escala 1:1000 da cartografia digital produzida, onde é patente, na Fig. 1, a base cartográfica completa e, na Fig. 2, a mesma área apenas com a representação da vertente de exteriores.

A actividade de aquisição digital da base de informação geográfica, nos moldes descritos e com a estrutura de informação apresentada, foi realizada, para todo o concelho de Lisboa (cerca de 8 400 ha), em cerca de 9 meses.

3. REPARAÇÃO DOS ELEMENTOS DO CADASTRO PARA CODIFICAÇÃO DIGITAL

Como referido, a EPAL mantém actualizado o cadastro das suas infra-estruturas, constituído por um conjunto de peças escritas e desenhadas, das quais se destacam as seguintes:

► *Conjunto de plantas da rede de distribuição de água*

Documento constituído por 39 plantas, cada uma abrangendo uma área dupla das cartas da cartografia da Cidade de Lisboa à escala 1:2000. Estas plantas incluem o traçado, não georeferenciado, das tubagens e restantes órgãos da rede da distribuição e, ainda, a localização relativa dos reservatórios, estações elevatórias, estações sobreprensoras e redutores de pressão. Como elemento auxiliar de referência, estas cartas apresentam a toponímia principal da Cidade de Lisboa. Estas cartas incluem, ainda, o diâmetro e a natureza do material das tubagens, bem como o número de código das válvulas e a indicação da zona de distribuiç-

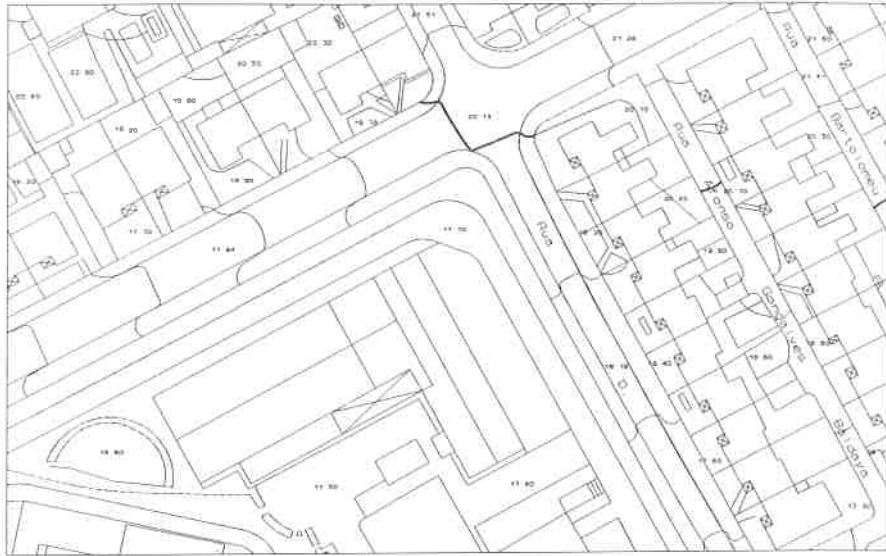


Fig. 1 - Extracto de uma carta à escala 1:1000 com representação de toda a informação.

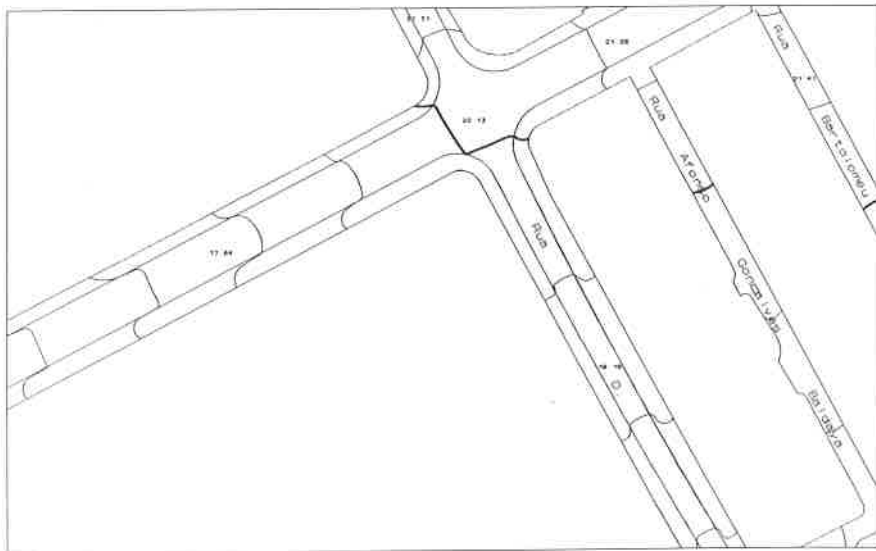


Fig. 2 - Extracto de uma carta à escala 1:1000 com representação de exteriores.

ão a que pertence cada elemento do sistema de distribuição.

▶ *Elementos principais da rede geral de distribuição*

Documento constituído por um conjunto de plantas a diferentes escalas, contendo informação detalhada relativa a reservatórios, estações elevatórias e às principais condutas de distribuição do sistema.

▶ *"Croquis" de rua*

Desenho de pormenor da rua, onde são indicadas a localização detalhada das tubagens e dos órgãos de manobra e segurança que nela se encontram instalados, assim como as distâncias às fachadas dos edifícios.

▶ *Desenhos "brancos"*

Desenhos de registo das diversas intervenções de reparação/renovação da rede, que traduzem a condição "as build" da intervenção realizada. Estes desenhos servem de base para a actualização dos anteriores elementos citados.

▶ *Índice numérico das torneiras*

Documento que, para cada órgão de manobra instalado na rede, inclui o seu número de código, o diâmetro, o modelo, a sua função, o número de código da rua onde está instalada e uma descrição pormenorizada da sua localização.

Com vista a otimizar todo o processo de codificação digital da informação de cadastro, realizou-se uma actividade prévia de preparação dessa informação. Este tratamento prévio da informação compreendeu duas grandes tarefas, a saber:

- ▶ preparação "manual" das cartas de cadastro;
- ▶ preenchimento de fichas de inventariação do cadastro.

3.1 Preparação "manual" das cartas de cadastro

A preparação "manual" das cartas de cadastro teve como principal objectivo tornar o processo de codificação digital do cadastro mais eficiente e rigoroso e garantir um elevado nível de qualidade do trabalho produzido. Neste contexto, procedeu-se à transposição interpretativa para saídas gráficas da cartografia digital produzida, da informação existente

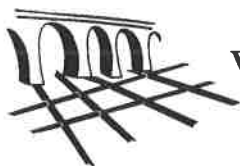
sobre o sistema de distribuição de água. Neste procedimento, foram tomadas em atenção os seguintes aspectos:

- ▶ localização precisa do traçado das tubagens e da inserção dos nós, tendo presente as plantas da rede de distribuição de água, os "croquis" de rua e os desenhos "brancos";
- ▶ localização dos órgãos de manobra, segurança, instrumentação e outros órgãos, tendo presente os mesmos elementos de base referidos no ponto anterior, bem como o índice numérico das torneiras;

3.2 Preenchimento de fichas de inventariação do cadastro

Esta tarefa, presentemente em curso, tem um objectivo idêntico ao da tarefa anterior, isto é, tornar o procedimento de codificação digital mais eficiente e rigoroso, de forma a facilitar o controlo de qualidade, atendendo à constituição de um único elemento de referência.

No âmbito desta tarefa, tem-se vindo a proceder à transcrição das principais características dos elementos de cadastro existentes na EPAL, mas dispersos por diversos documentos, para fichas de inventariação previamente concebidas.



Informatização do Cadastro do Sistema de Distribuição de Água da EPAL. Metodologia de Implementação e Evolução. Parte B

Eduardo Ribeiro de Sousa¹⁾, Ulisses Lages da Silva²⁾,

Eduardo Marreiros³⁾, Carlos Godinho⁴⁾

Aquasis, Consultores de Engenharia Municipal e Ambiente, Lda.

Av. Eng^o Arantes e Oliveira, n^o 46, 1^o Esq., 1900 Lisboa, Portugal

RESUMO

A EPAL, Empresa Portuguesa das Águas Livres, S.A., é a empresa responsável pelo abastecimento e distribuição de água à Cidade de Lisboa. O sistema de distribuição da EPAL é bastante complexo e apresenta uma dimensão muito significativa se se atender à realidade nacional. Em virtude desta complexidade, a EPAL promoveu a informatização do seu sistema de distribuição. Esta informatização decorreu em duas fases: numa primeira, procedeu-se à aquisição da cartografia digital da área objecto de estudo e à preparação dos elementos de cadastro para posterior codificação digital; a segunda fase correspondeu ao desenvolvimento do modelo funcional e ao carregamento digital da informação de cadastro. Na presente comunicação descrevem-se as etapas da 1^a fase (Parte A) e da 2^a fases (Parte B) do Projecto e as principais dificuldades encontradas no seu desenvolvimento.

¹⁾ Doutor em Engenharia Civil, Professor do IST, Consultor da Aquasis, Lda.

²⁾ Engenheiro Civil, Consultor da Aquasis, Lda.

³⁾ Engenheiro Informático, Consultor da Intergraph (Portugal).

⁴⁾ Engenheiro Informático, Consultor da Aquasis, Lda.

1. INTRODUÇÃO

A EPAL, Empresa Portuguesa das Águas Livres, S.A. é a empresa responsável pelo abastecimento e distribuição de água à Cidade de Lisboa. Para além dos cerca de 350 000 consumidores da Cidade de Lisboa, são ainda abastecidos pelo sistema de distribuição os concelhos da Amadora, Cascais, Loures, Oeiras, Mafra e Sintra.

A rede de distribuição tem cerca de 1 330 km de extensão, em que os diâmetros das condutas variam, na maior parte dos casos, entre 80 e 1500 mm, existindo condutas de diversos materiais, nomeadamente: fibrocimento, ferro fundido, ferro fundido dúctil, betão armado e aço. O sistema de distribuição engloba, ainda, 17 reservatórios, 7 estações elevatórias, 3 estações sobreprensoras, 7 redutores de pressão e 8 postos de cloragem. Fazem parte da rede cerca de 10 000 órgãos de manobra e segurança, 80 000 ramais de ligação, 70 000 bocas de incêndio, 7 000 bocas de rega e 400 marcos de incêndio.

A EPAL, ciente que a prestação de um serviço de qualidade requer, necessariamente, o conhecimento das características das suas infra-estruturas, tem vindo a desenvolver um esforço no sentido de manter actualizada toda a informação respeitante ao seu sistema de distribuição de água, podendo-se dizer que se constituiu uma "cultura de cadastro", no sentido de que a recolha, registo e arquivo entraram no esquema das tarefas de rotina dos departamentos responsáveis pela sua execução.

O cadastro do sistema de distribuição de água à Cidade de Lisboa tem vindo a ser constituído por um conjunto de peças escritas e desenhadas, onde está registada toda a informação respeitante ao referido sistema.

O constante crescimento do sistema de distribuição de água da EPAL, bem como as diversas alterações que se verificam diariamente no sistema, obrigam a um esforço, cada vez mais intenso, e a um cada vez maior envolvimento de recursos humanos e materiais para a actividade de actualização do cadastro. Paralelamente, a gestão optimizada de um sistema com esta dimensão e a sua complexidade requerem respostas imediatas sobre as suas características e o seu modo de operação, para além de outro tipo de questões difíceis de

concretizar por processos manuais, tais como estatísticas, relatórios, reproduções, etc.. Neste sentido, a EPAL promoveu um programa de informatização do cadastro, de modo a dotar os seus serviços técnicos de um instrumento de apoio à exploração capaz de:

- ▶ garantir uma sistematização e racionalização da informação sobre o sistema de distribuição de água, por vezes dispersa por diversas fontes de informação e com procedimentos de arquivo algo vulneráveis;
- ▶ facilitar a actividade de actualização do cadastro, isto é, permitir que as constantes alterações que se verificam no sistema sejam rapidamente reflectidas no cadastro informatizado;
- ▶ melhorar a qualidade e a natureza da informação necessária às actividades de planeamento, remodelação/ampliação, exploração e manutenção do sistema;
- ▶ aumentar a eficácia na manipulação e na transmissão de informação entre departamentos e demais instituições que operam no subsolo da Cidade de Lisboa, com a consequente racionalização de recursos em meios humanos e financeiros;
- ▶ permitir um conhecimento integrado e detalhado da informação sobre o sistema, o que garante uma maior eficácia na análise dos problemas de exploração que surgem diariamente.

A informatização do cadastro do sistema de distribuição de água da EPAL decorreu em duas fases, tendo-se desenvolvido, em cada uma delas, as seguintes actividades:

1ª FASE:

- ▶ Aquisição digital da base de informação geográfica.
- ▶ Preparação dos elementos de cadastro para posterior codificação digital.

2ª FASE:

- ▶ Desenvolvimento do modelo funcional.
- ▶ Carregamento digital da informação de cadastro.

Nos parágrafos seguintes descrevem-se, para cada uma das actividades enunciadas da 2ª Fase, a metodologia adoptada e as principais dificuldades encontradas no seu desenvolvimento. Na Parte A da presente comunicação serão analisadas as actividades da 1ª Fase.

2. DESENVOLVIMENTO DO MODELO FUNCIONAL

A solução seleccionada pela EPAL para o desenvolvimento do modelo funcional, isto é, da aplicação que permite a gestão informatizada de toda a informação de cadastro, baseia-se nos seguintes requisitos:

- ▶ "hardware" baseado em estações de trabalho com tempos de processamento e capacidades de armazenamento adequados à eficiência e volume de informações previstas;
- ▶ Framme ("Facilities Rulebase Application Model Management Environment"), da Intergraph, como "software" de base para o desenvolvimento da aplicação;
- ▶ DBMS Oracle, da Oracle Corporation, como estrutura de suporte de base de dados alfanumérica.

O desenvolvimento do modelo funcional iniciou-se em ambiente Unix, tendo sido, recentemente, transferido para Windows NT, de modo a acompanhar a tendência que, a nível mundial, se tem vindo a verificar relativamente às aplicações profissionais.

As principais actividades efectuadas, no âmbito do desenvolvimento do modelo funcional, foram as seguintes:

- ▶ definição de requisitos;
- ▶ concepção lógica e construção do modelo funcional.

2.1 Definição dos requisitos

No âmbito desta actividade, foram determinados os requisitos funcionais do modelo, ou seja, foi efectuado o levantamento e a consequente especificação das grandes funcionalidades que deveriam constituir o modelo funcional.

Paralelamente, foram analisados e definidos os requisitos de informação do modelo, isto é, foi estabelecido:

- ▶ o nível de informação a ser contemplado na base de dados, nomeadamente a definição de quais os elementos, dos que constituem o sistema de distribuição

de água, que deveriam ser incluídos no cadastro informatizado e qual o modo de os caracterizar;

- ▶ a forma de organização da informação, como por exemplo as tabelas que constituiriam a base de dados alfanumérica, os níveis ou camadas segundo as quais se agrupariam as entidades na interface gráfica;
- ▶ o tipo de representação da informação, nomeadamente a definição da simbologia a utilizar na representação dos diferentes órgãos que constituem o sistema de distribuição de água.

Finalmente, foram definidos os requisitos operacionais do modelo, designadamente no que diz respeito aos tipos e à qualidade dos "output's" que deveriam ser produzidos, aos tempos desejáveis para a realização das tarefas principais e às normas de segurança que deveriam ser observadas.

Para o desenvolvimento desta actividade, foi elaborado um documento base para análise, a partir do qual, e após um conjunto de reuniões com os técnicos da EPAL, se produziu um documento final com a definição pormenorizada do modelo funcional.

2.2 Concepção lógica e construção do modelo funcional

Após a definição dos requisitos do modelo funcional, procedeu-se à sua concepção lógica, ou seja, à descrição pormenorizada de como o modelo funcional deveria operar, atendendo aos requisitos impostos, em termos informáticos, e de acordo com as ferramentas do "software" de base (Framme e Oracle) utilizado. Posteriormente, procedeu-se à programação específica de forma a construir o modelo funcional.

No âmbito desta actividade, foram realizadas as seguintes tarefas:

- ▶ construção da estrutura da base de dados alfanumérica (tabelas, listas de códigos, formas, entre outras);
- ▶ definição da "interface" com o utilizador, isto é, do conjunto de "menus" que o utilizador terá à sua disposição para inquirir o modelo;
- ▶ definição dos cabeçalhos e legendas a incorporar nos "output's" padrão e nos

relatórios, incluindo a determinação das dimensões, aspectos particulares, opções e conteúdos;

- ▶ definição dos diferentes módulos do modelo, designadamente os módulos de:
 - gestão/administração;
 - actualização/edição da informação;
 - consulta;
 - produção de saídas gráficas e relatórios.

A título ilustrativo, enunciam-se, em seguida, algumas das funcionalidades do módulo de consulta concebidas para o modelo funcional:

- ▶ *consulta de características*: após a indicação de um órgão, um conjunto de órgãos ou uma área, o modelo funcional apresenta a ficha de características desses órgãos e permite a impressão dos correspondentes relatórios.
- ▶ *consulta de localização*: após a indicação de alguma ou algumas características de um determinado tipo de elemento do cadastro, o modelo funcional localiza todos os elementos que apresentem a característica indicada, produzindo determinados efeitos no visor e permitindo a impressão de relatórios sobre esses elementos.
- ▶ *operação de "trace"*: após a indicação de um ponto sobre o traçado de uma tubagem, o modelo funcional indica quais são e onde se localizam as válvulas de seccionamento mais próximas que garantem a suspensão da zona, isto é, o corte da distribuição de água no ponto seleccionado, destacando as tubagens afectadas.
- ▶ *estatísticas*: conjunto de funcionalidades que permitem produzir relatórios para dar respostas a questões do tipo:
 - numa determinada área geográfica, quais os diâmetros existentes e que comprimento de tubagem está associado a cada diâmetro? e quais os tipos de materiais e que comprimento de tubagem está associado a cada material?

- ▶ *associação ao ficheiro de consumidores*: conjunto de funcionalidades que permitem a interligação do cadastro ao ficheiro de clientes (consumidores), tendo em vista:
 - a identificação dos clientes prioritários e respectiva notificação em situações de corte no fornecimento;
 - preparação de ficheiros de dados tendo em vista a modelação matemática da rede.

3. CARREGAMENTO DIGITAL DA INFORMAÇÃO DE CADASTRO

Com vista a minimizar os tempos envolvidos no desenvolvimento do Projecto, optou-se por proceder ao carregamento da informação do cadastro com o sistema Inforcad, concebido e desenvolvido por técnicos da Aquasis.

O sistema Inforcad é uma aplicação desenvolvida sobre uma plataforma PC compatível, já implementado em diversos municípios portugueses, e com "interfaces" para exportação da informação codificada (gráfica e alfanumérica) para o modelo funcional desenvolvido para a EPAL.

Com esta metodologia, tem vindo a ser possível o desenvolvimento do modelo funcional e o carregamento da informação de cadastro em paralelo, permitindo encurtar o prazo de execução do Projecto.

No âmbito desta actividade, foram desenvolvidas as seguintes tarefas:

- ▶ codificação digital, na interface gráfica, de tubagens e nós;
- ▶ codificação digital, na interface gráfica, de órgãos de manobra, segurança, instrumentação e outros órgãos;
- ▶ codificação digital da informação alfanumérica na base de dados (em curso).

Após cada uma das tarefas enunciadas, procedeu-se ao respectivo controlo de qualidade do trabalho produzido.

A título ilustrativo, enunciam-se, a seguir, os procedimentos seguidos para o controlo

de qualidade da codificação digital, na interface gráfica, de tubagens e nós:

- ▶ após a primeira digitalização, realização de uma saída gráfica da carta produzida, em papel transparente;
- ▶ comparação, em mesa de luz, desta saída gráfica com a carta de preparação "manual";
- ▶ marcação, sobre a saída gráfica, dos erros e falhas encontradas;
- ▶ edição da carta em computador, tendo em vista a sua correcção, e produção de uma nova saída gráfica.

Igualmente, a título ilustrativo, apresenta-se na Fig. 1 um extracto de uma carta à escala 1:1000 com o cadastro digitalizado; na Fig. 2 apresenta-se a ficha de características correspondente a um dos órgãos de manobra.

No âmbito desta actividade, procedeu-se à codificação digital de:

- ▶ 1 324,5 km de tubagens
- ▶ 26 690 nós
- ▶ 5 379 válvulas de seccionamento
- ▶ 3 419 válvulas de descarga
- ▶ 304 válvulas de ligação de zona
- ▶ 33 válvulas de descarga maré
- ▶ 12 válvulas especiais
- ▶ 519 ventusas
- ▶ 61 medidores de caudal
- ▶ 7 redutores de pressão
- ▶ 2 601 outros órgãos

4. CONCLUSÕES

Após a conclusão do desenvolvimento do modelo funcional e consequente instalação no equipamento adquirido pela EPAL para o cadastro informatizado, irá ter início uma

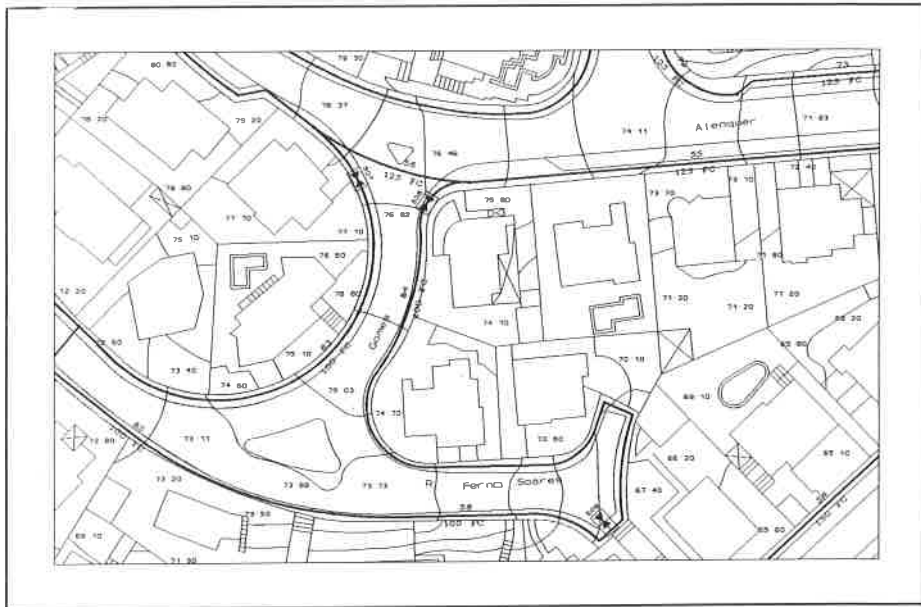


Fig. 1 - Extracto de uma carta à escala 1:1000 com o cadastro digitalizado.

@ Aquasis/Intergraph

E P A L - Empresa Portuguesa das Águas Livres, SA

Cadastro Informatizado do Sistema de Distribuição de Água ao Concelho de Lisboa

Características da VÁLVULA Data 95/09/08
Pág. (1/1)

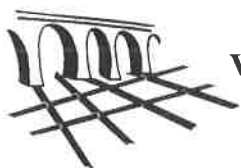
Código = 364	Código tubagem = 80	Carta 1:1000 = 02-C
	Actualização = 94/12/28	Ano instalação = --
Função = S	Tipo = C	Operação = MN
Classe = --	Colocação = --	Montagem = --
Fabricante = --		Mod. Matemático = --
Fornecedor = --		Pressão (m) = --
Modelo = N		Diâmetro (mm) = 125
Arruamento = Índia, R. Soldados da		
Localização = Oposto nº 40, esq. R. D. Cristóvão da Gama.		
Observações = --		

Fig. 2 - Ficha de características de órgão de manobra.

segunda etapa do Projecto que corresponde à implementação e divulgação do cadastro informatizado pelos diferentes departamentos da EPAL.

A esta fase do Projecto tem estado ligado um grupo restrito de técnicos da EPAL, que o tem, não só acompanhado, como também participado activamente, quer ao nível de coordenação, quer de execução, no desenvolvimento de todas as actividades que o constituem.

Numa fase posterior do Projecto, proceder-se-á à divulgação do cadastro informatizado, o que pressupõe, por um lado, a criação de uma rede de utilizadores com estações de trabalho dispersas pelos diferentes departamentos a quem interessa o cadastro informatizado, por outro, ao estabelecimento de normas de procedimentos que garantam os necessários fluxos de informação, com vista à actualização constante do cadastro informatizado.



Dimensionado económico de redes ramificadas:

(I) Fundamentos teóricos

Rafael Pérez¹⁾, Fernando Martínez²⁾

U.D. Mecánica de Fluidos, Universidad Politécnica de Valencia

Apartado 22012, 46080 Valencia, España

RESUMEN

Se presenta una metodología para el dimensionado económico de redes de distribución de agua de tipo ramificado, teniendo como objetivo la minimización del coste en lo referente a la inversión en la red y al coste energético derivado de la operación de bombeo, en el caso de que resulte necesario, en cabecera de la red

La formulación del problema se basa en la Programación Lineal, que ha demostrado ser el método más apropiado para la resolución de este tipo de problemas, puesto que al utilizar diámetros de tubería comerciales, la solución que aporta no necesita ningún ajuste posterior para adaptarse a los materiales disponibles en el mercado, y bajo este punto de vista puede considerarse definitiva.

¹⁾Prof. Titular de Escuela Universitaria

²⁾Catedrático de Universidad

INTRODUCCION

Al abordar el diseño de una red de distribución de agua, entendiendo por tal el dimensionado de las conducciones para cumplir ciertas condiciones de funcionamiento dentro de un rango de estados del sistema, es claro que pueden presentarse multitud de soluciones que cumplan con las condiciones impuestas. Uno de los parámetros objetivos (tal vez el más importante) que nos permite clasificar las soluciones en mejores o peores es el coste que se deriva de su adopción.

Históricamente, el diseño de redes ramificadas se realiza inicialmente con métodos de prueba y error: se comienza con una propuesta de solución, basada en valores recomendables de velocidad de circulación del agua en la tubería, para posteriormente corregir los diámetros si fuese necesario, hasta conseguir ajustar las condiciones de funcionamiento. La consideración económica no interviene más que de forma indirecta, en la corrección de los diámetros. Este método sigue siendo de aplicación hoy día, cuando el sistema a diseñar tiene poca entidad, pero resulta obvio que deviene impracticable al tratar con grandes sistemas.

A partir de los años sesenta, diversos investigadores plantean la solución del problema orientada explícitamente a buscar el mínimo de funciones económicas relacionadas con el sistema a diseñar, mediante la aplicación de técnicas matemáticas de optimización. Se han propuesto métodos de optimización no lineal, donde los diámetros de las conducciones actúan como variables continuas, imponiendo pérdidas de carga fijas a lo largo de determinados trayectos de la red (Munizaga, 1976).

En otro tipo de modelos se formula el problema de optimización empleando variables discretas, de forma que los diámetros a seleccionar en cada caso tomarán valores solamente de entre los de un conjunto finito (diámetros disponibles comercialmente). En esta línea se han planteado métodos basados en la Programación Dinámica, pero las proporciones que adquiere el problema así formulado cuando la red es grande dificulta considerablemente su aplicación práctica.

De todos los planteamientos formulados, los que han adquirido mayor importancia son los métodos basados en la Programación Lineal (P.L.), introducidos por Karmeli et al. (Karmeli et al. 1968) y estudiados posteriormente por varios investigadores (Alperovits y Shamir, 1977, Robinson y Austin, 1976), puesto que resulta de fácil implementación, debido a la gran cantidad de software de que se dispone hoy día referente a la P.L. En este caso, las variables de decisión del problema son las longitudes de tubería de cada diámetro comercial

en determinados nudos de la red. También puede incluirse como variable de decisión la altura de bombeo en cabecera de la red, minimizando en este caso la suma del coste energético mas el coste de inversión, para obtener un óptimo global, ampliando así el concepto clásico con el que se plantea el dimensionado de tuberías de impulsión y tuberías forzadas (Cabrera y Martínez, 1978).

Esta formulación reúne cuatro características fundamentales que la hacen destacar sobre las demás:

- a) En el proceso de optimización se considera la red como un todo.
- b) Emplea como datos los valores REALES sobre costes y capacidad funcional de los elementos a utilizar (conjunto finito de aquellos que están realmente disponibles) y no aproximaciones continuas sobre estos valores.
- c) No se utiliza ninguna hipótesis añadida mas allá de las propias de funcionamiento del sistema.
- d) De existir una solución al problema planteado, la óptima se alcanza tras un número finito de operaciones, sin iteraciones ni recurrencias.

El planteamiento descrito, es el fundamento del programa DIOPRAM, orientado al dimensionado óptimo de redes ramificadas, que ha sido desarrollado en la U.D. Mecánica de Fluidos, del Departamento de Ingeniería Hidráulica de la Universidad Politécnica de Valencia. Tras presentar la formulación matemática del problema, abordaremos una serie de consideraciones sobre la implantación práctica de éste, referentes a la reducción del tamaño del modelo y del tiempo de cálculo de la solución final, que afectan de modo decisivo a la operación eficaz del programa en ordenadores personales.

DESCRIPCION DEL MODELO

Partimos de que son conocidos el trazado de todos los tramos de la red (condicionado por factores muy diversos, a menudo no económicos), la topografía del terreno y los caudales de diseño en cada tramo. Estos últimos pueden determinarse de diversas maneras: a partir de las necesidades en cada nudo, bien por simple acumulación, por análisis de la situación más desfavorable o bien por criterios de simultaneidad, como el método de Clément (Clément, 1976) en redes de riego a la demanda. Quedan pues por definir los diámetros de cada tramo y la altura en cabecera, si no viene impuesta, al margen de los elementos accesorios que no se contemplan por ahora en el modelo que presentamos.

Se consideran como variables de decisión las longitudes de tubería de diámetro normalizado que van a formar parte de cada línea, entendiendo por línea un segmento de la red sin ramificaciones, a través del cual el caudal de paso es constante. Puesto que la pérdida de carga en una tubería y su coste son funciones lineales de la longitud, el modelo se plantea claramente como un problema de Programación Lineal (P.L.), al serlo tanto la función objetivo como las restricciones.

Existe además una relación económica entre la altura de bombeo y los diámetros de las tuberías de la red alimentada, ya que, para unas condiciones de diseño dadas en las que se impongan, por ejemplo, las presiones de servicio en los nudos, si aumentamos la altura de bombeo podremos disminuir los diámetros de las tuberías, obteniendo una disminución del coste de la inversión en la red a cambio de un incremento del coste energético de bombeo. Al contrario sucederá si disminuimos la altura de bombeo. Tal relación deberá, pues, tenerse en cuenta en la función objetivo, de modo que con el diseño óptimo se llegue a un resultado que optimice el coste total del sistema, como suma de los dos anteriores.

Hay que hacer hincapié en que el dimensionado de las tuberías (y por tanto el coste de la inversión) tiene en consideración las condiciones más desfavorables de funcionamiento (que pueden plasmarse en uno o varios estados de carga), mientras que si el coste energético del bombeo forma parte de la función objetivo, éste debe ponderarse en función de los caudales inyectados en la red para cada período horario, y del coste del Kwh en dicho período, atendiendo a la discriminación horaria de las tarifas eléctricas vigentes.

Los costes energéticos intervendrán en el proceso de optimización tanto si la alimentación se efectúa por inyección directa, como si es a través de depósito, puesto que en este último caso deberá elevarse previamente el agua hasta el depósito (salvo casos muy concretos), y el término fijo de energía necesaria para esta elevación, al margen de las pérdidas en la impulsión, será función de la cota del depósito. Esta cota no afecta en cambio al dimensionado de la tubería de impulsión, de modo que su cálculo puede tratarse como un problema aparte.

En cuanto a las restricciones de presión que debe verificar el sistema, habrán de satisfacerse bajo todas las condiciones de funcionamiento. Las presiones máximas se presentarán a flujo nulo, estando el sistema bajo carga, y las presiones mínimas, cuando el flujo sea máximo. Todas las demás condiciones de funcionamiento conducirán a presiones comprendidas entre estos dos extremos. Por tanto, sólo será necesario considerar el sistema en condiciones de funcionamiento de flujo nulo y de flujo máximo.

Ahora bien, la situación donde se presentan las mínimas presiones para todo el sistema está unívocamente definida solo cuando intervenga un único estado de carga, pero cuando se contemplan varios estados de carga en el diseño no siempre es posible establecer esta correspondencia. Un caso típico se da en el riego por turnos. La formulación propuesta permite contemplar diversos estados de carga simultáneamente en la etapa de decisión, sin más que ampliar el conjunto de restricciones, bien bajo una misma altura de cabecera (caso de una alimentación desde depósito), o bien, si las condiciones de suministro lo permiten, bajo una altura diferente para cada estado de carga (caso de un bombeo directo con regulación, por ejemplo), alturas que serán determinadas en el proceso de optimización para cada caso, si no han sido previamente fijadas.

Aún con todo ello, el modelo que se describe presenta ciertas limitaciones debido a las exigencias de los métodos de P.L. Puesto que la función objetivo ha de ser lineal en todos sus términos, los costes anuales de explotación deberían variar linealmente con la altura de elevación, lo que es cierto si contemplamos únicamente los gastos energéticos. Sin embargo, cuando se añaden a éstos los costes de capital derivados de la necesidad de construir un depósito elevado, de alejar apreciablemente el depósito para aumentar su cota, o simplemente el coste de la estación de bombeo, entonces el coste total de inyección pasará a ser una función no lineal de la altura de elevación. El problema puede solventarse realizando una aproximación lineal de la ecuación de costes para los valores esperados de las variables. De observar una discrepancia apreciable en los resultados, se actualizan los coeficientes de linealización y se procesa de nuevo el modelo hasta que las variaciones de la altura de cabecera resulten suficientemente pequeñas.

La segunda limitación se refiere a los timbrajes de las tuberías. Puesto que el coste por metro lineal de una tubería varía tanto con el diámetro como con el timbraje, ambos factores deberían quedar reflejados en la expresión del coste. Sin embargo, esto nos conduciría a un conjunto de variables no conexas y por tanto no resoluble por métodos de P.L. El problema se soslaya en este caso proponiendo unos timbrajes de partida y corrigiendo éstos si fuera necesario para la etapa siguiente, en función de los resultados obtenidos.

FORMULACION MATEMATICA

Función Objetivo

Comenzaremos construyendo la función objetivo, compuesta por los gastos anuales derivados de la elevación, más los debidos al coste de la red.

De los gastos de elevación, solamente deberemos incluir aquellos que dependen de la altura de cabecera. Conforme a las referencias de diversos autores (Karmeli et al., 1968), suelen modelizarse mediante dos términos. El primero contempla los gastos de explotación y su evaluación depende del esquema de inyección adoptado.

Si la inyección es directa, los gastos serán proporcionales, para cada estado de carga, a la altura de elevación correspondiente, puesto que se conoce el caudal inyectado, el rendimiento del grupo, su factor de potencia, el número de horas de funcionamiento al año correspondientes a ese estado de carga (escalonadas por tarifas) y el precio del Kwh en cada intervalo horario. Si la inyección a red se hace a través de un depósito de regulación intermedio alimentado por una impulsión, la altura de cabecera será prácticamente la misma para todos los posibles estados de carga (despreciando las variaciones de nivel dentro del depósito), y los gastos de explotación serán asimismo proporcionales a la altura del depósito (considerando un régimen de funcionamiento de la estación de bombeo dado acorde con la demanda y con el volumen de regulación del depósito).

Así pues, evaluaremos los costes anuales de explotación para el bombeo directo como:

$$c_{expl} = 9,8 \left(1 + \frac{K_r}{100} \right) \left[\sum \frac{Q^l (\sum N_s^l P_s)}{\eta^l} H_e^l \right] = \sum c_e^l H_e^l \text{ ptas/año} \quad (1)$$

donde K_r representa el recargo por reactiva aplicado sobre el término de energía, expresado en tanto por cien $[-4 < K_r = (17/\cos^2\phi) - 21 < 47]$, Q^l el caudal inyectado a red para el estado de cargas l , η^l el rendimiento correspondiente del grupo, N_s^l el número de horas/año de funcionamiento a caudal Q^l y en el intervalo horario s , p_s el precio del kWh en ese intervalo, y H_e^l la altura de cabecera óptima (a determinar) para el estado de cargas referido.

En el caso de bombeo con depósito intermedio, los costos de explotación que dependen de la altura del depósito, serán:

$$c_{expl} = 9,8 \left(1 + \frac{K_r}{100} \right) Q_b \frac{(\sum N_s P_s) H_e}{\eta} = c_e H_e \text{ ptas/año} \quad (2)$$

siendo ahora Q_b el caudal de elevación a depósito, H_e la altura de éste (a determinar) y N_s el número de horas de bombeo en el intervalo horario s . Recalquemos que en este caso, las pérdidas en la impulsión no intervienen en la formulación del óptimo.

En un segundo término se encuentran los gastos correspondientes al término de potencia de la factura eléctrica, y las amortizaciones de estación de bombeo y depósito, si ha lugar. El término de potencia de la facturación eléctrica está condicionado por la máxima potencia requerida de la estación de bombeo mayorada con un coeficiente de seguridad. Por otro lado, en la estimación de los costes de la estación de bombeo y del depósito de regulación intervienen multitud de condicionantes, difíciles de prever y que son característicos de cada caso particular, por lo que no serán incluidos por ahora en la formulación del problema.

El costo de las tuberías se evalúa más fácilmente, al depender únicamente del diámetro y del timbraje. Para unos timbrajes dados, si c_i es el coste por m.l. de tubería de diámetro D_i , y l_{ij} la longitud de la misma que forma parte de la línea j , la anualidad derivada del coste total de la red será:

$$C_{amort} = a_t \sum_j \sum_i c_i l_{ij} \text{ ptas/año} \quad (3)$$

donde el primer sumatorio se extiende a todas las líneas de la red, y el segundo a toda la gama de diámetros normalizados; a_t es el factor anual de amortización de la red.

Así pues, la función objetivo a minimizar quedará expresada, en el caso de depósito intermedio, por:

$$C_t = C_{expl} + C_{amort} = C_e H_e + a_t \sum_j \sum_i c_i l_{ij} \text{ ptas/año} \quad (4)$$

y en el caso de bombeo directo, por:

$$C_t = C_{expl} + C_{amort} = \sum_i C_e^i H_e^i + a_t \sum_j \sum_i c_i l_{ij} \text{ ptas/año}$$

Restricciones

1. En primer lugar, deben verificarse unas restricciones geométricas, que aseguren que la suma de las longitudes de los distintos diámetros de tubería que configuran una línea, sea igual a la longitud real de ésta:

$$\sum_i l_{ij} = l_j \quad \forall j \quad (6)$$

lo que supone tantas restricciones de tipo igualdad como líneas configuren la red.

2. Por otra parte, hay que garantizar unas presiones mínimas y/o máximas, en determinados nudos estratégicos de la red para cada estado de cargas analizado.

Adoptando la ecuación de Darcy para el cálculo de las pérdidas de carga, con el factor de fricción f calculado mediante la fórmula de Colebrook, la pérdida en el tramo de diámetro i de la línea j para el estado de cargas l , y supuesto un caudal uniforme en toda la línea, vendrá expresada por:

$$h_{ij}^l = \frac{8 f_{ij}^l (Q_j^l)^2}{\pi^2 g D_i^5} l_{ij} = J_{ij}^l \cdot l_{ij} \quad (7)$$

Llamando ahora z_k a la cota geométrica del nudo k (z_e será la del nudo de cabecera), y $H_{\min,k}^l$ a la altura de presión mínima deseada en dicho nudo, tendremos:

$$H_e^l + (z_e - z_k) - \sum_{j \in S_k} \sum_i J_{ij}^l l_{ij} \geq H_{\min,k}^l \quad (8)$$

donde el tercer sumando del término de la izquierda viene extendido a todas las líneas que definen el trayecto S_k que va del nudo de cabecera al nudo k , y dentro de cada línea de este trayecto, a toda la gama de diámetros contemplada.

En total, esta condición supondrá tantas restricciones de desigualdad como nudos conflictivos se prevean en cada estado de cargas l .

Por último, todas las variables definidas en el problema deberán ser positivas o nulas:

$$H_e^l, l_{ij} \geq 0 \quad (9)$$

Reducción del tamaño del modelo

La formulación del problema admite la posibilidad de que en cada una de las líneas de la red pueda aparecer cualquiera de los diámetros disponibles comercialmente; el modelo así conseguido resulta muy poco ágil para su tratamiento en un ordenador personal, por la gran cantidad de tiempo que se invertirá en operaciones baldías relacionadas con diámetros que, de seguro, no aparecerán en la solución final.

La solución de este problema se encuentra en la estructura de los costes de las tuberías. Para un determinado material y timbraje, el coste unitario de la tubería es una función convexa del diámetro, de forma que, en los mismos términos, la función que relaciona el coste unitario

de la tubería con la pendiente hidráulica de ésta (para un caudal de diseño dado) es asimismo convexa. Esto significa que la configuración más económica de una línea de la red que provoca determinada pérdida de carga estará dada por un único diámetro comercial o a lo sumo, por la descomposición de la línea en dos tramos de diámetros adyacentes. Esta ventaja, permite reducir considerablemente el tamaño del modelo, asignando a cada línea un grupo reducido de diámetros posibles, que convenimos en denominar candidatos.

Para poder asegurar que el óptimo no es local, debe cumplirse la condición de que ninguna línea esté constituida íntegramente por un diámetro extremo de los candidatos, es decir que los diámetros óptimos de cada línea en la solución final queden centrados respecto a los valores permitidos; por esta razón se aconseja un mínimo de cuatro diámetros candidatos.

Para acotar el conjunto de diámetros candidatos podemos seguir los siguientes criterios:

- 1) **Criterio funcional de velocidades:** Se definen los límites de velocidad máxima y mínima recomendable de circulación del agua por las tuberías, que pueden responder a diversas recomendaciones prácticas habituales, y puesto que se conoce el caudal de línea, serán candidatos aquellos diámetros que verifican estos límites de velocidad y cuyas longitudes van a formar parte de las variables de decisión. Si bien el establecimiento de un umbral máximo para las velocidades tiene cierto sentido con el fin de reducir los efectos perjudiciales de los golpes de ariete o la posible erosión, la fijación del umbral mínimo no responde más que a la intención de acotar el número de diámetros que pueden intervenir. Aún con todos sus inconvenientes, la definición de velocidades aconsejables para la determinación de los diámetros suele ser una técnica común que se utiliza sobre todo a nivel de anteproyecto.
- 2) **Criterio funcional de pérdidas hidráulicas:** Se fundamenta en un prediseño de la red efectuado por trayectos, repartiendo las pérdidas de carga de forma proporcional a la longitud de línea, y seleccionando en cada línea el diámetro teórico que proporcione dichas pérdidas, alrededor del cual se centra el grupo de diámetros candidatos. A continuación, la trayectoria o senda crítica es eliminada de la red y el proceso se repite para las ramificaciones restantes.
- 3) **Criterio económico-funcional de pérdidas hidráulicas:** También se trata de un prediseño de la red por trayectos, pero haciendo intervenir la relación coste / pérdida de carga. Conduce a un prediseño más cercano al óptimo que en el caso anterior y consiste en aplicar el método de la serie económica (Munizaga, 1976) a los trayectos críticos. Al igual que en el caso anterior, se obtendrá un diámetro teórico por cada línea a partir del cual se escogerán los candidatos.

Cualquiera de las tres alternativas nos permite acotar el grupo de diámetros candidatos para cada línea y por tanto, reducir el tamaño del modelo, pero si además empleamos un

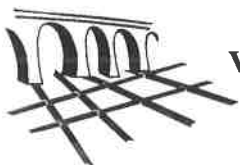
método de selección que tenga en cuenta tanto los costes que intervienen como las restricciones funcionales, como es el caso del tercer método, nos encontraremos ante una solución de partida bastante más cercana al óptimo que en los otros dos casos. De esta forma, al continuar el proceso de optimización en la fase II del algoritmo SIMPLEX (mejora de la solución) se conseguirá la solución óptima tras un número de pasos inferior al que resultaría de los dos primeros métodos.

CONCLUSIÓN

Se ha expuesto a lo largo de la comunicación una metodología de aplicación de la Programación Lineal para el dimensionado económico de redes ramificadas. El resultado que proporciona es claramente superior al de otros métodos debido a que permite incorporar directamente a la formulación los diámetros comerciales que formarán parte de la solución final; ello es posible considerando como variables de decisión las longitudes de los tramos de los distintos diámetros candidatos. En la parte (II) presentaremos el programa informático DIOPRAM, que consiste en una aplicación de los principios anteriormente expuestos.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Alperovits, E., Shamir, U. (1977) "Design of optimal water distribution systems", *Water Resources Research*, 13 (6), 885-900, Dec.
- Cabrera, E., Martínez, F. (1978) "Cálculo del diámetro más económico en tuberías de presión", *Rev. Ingeniería Química*. Marzo.
- Clément, T. (1966) "Calcul des débits dans les réseaux d'irrigation fonctionnant a la demande". *La Houille Blanche*. Núm 5, pp. 553-575.
- Karmeli, D.; Gadish, Y.; Meyers, S. (1968) "Design of optimal water distribution networks". *Journal of the Pipel. Div. ASCE*. Proc. Paper 6130, Oct., pp 1-10.
- Munizaga, E. (1976) "*Redes de agua potable. Diseño y dimensionamiento*". Monografías I.E.T. núm. 335. Septiembre.
- Robinson, R.B. y Austin, T.A. (1976) "Cost optimization of rural water systems". *Journal Hydr. Div. ASCE*. Proc. Paper 12301, August, pp 1119-1134.
- U.D. Mecánica de Fluidos (1995) "*Curso de Ingeniería Hidráulica aplicada a los sistemas de distribución de agua*" (VII Edición), Cap. 15, Diseño de redes de distribución. Universidad Politécnica Valencia, Julio.



Dimensionado económico de redes ramificadas:

(II) Aplicación: Programa *DIOPRAM*

Rafael Pérez¹⁾, Fernando Martínez²⁾

*U.D. Mecánica de Fluidos, Universidad Politécnica de Valencia
Apartado 22012, 46080 Valencia, España*

RESUMEN

Se presenta de forma resumida el programa *DIOPRAM* (**D**imensionado **O**ptimo de **R**edes **r**AMificadas), aplicación de los principios de la metodología expuesta en la comunicación previa titulada "*Dimensionado económico de redes ramificadas: (I) Fundamentos teóricos*".

Se repasan las características principales del programa y se presenta un ejemplo de aplicación del mismo para el dimensionado de una red ramificada, estableciendo una comparación de resultados frente a otros métodos.

¹⁾Prof. Titular de Escuela Universitaria

²⁾Catedrático de Universidad

INTRODUCCIÓN

El dimensionado de una red de distribución de agua puede abordarse bajo diversos puntos de vista y metodologías. En la comunicación previa titulada "*Dimensionado económico de redes ramificadas: (I) Fundamentos teóricos*" han sido expuestos los principios de una metodología, con un objetivo de tipo económico (obtener la solución más asequible), basada en la Programación Lineal.

Existen, sin duda, infinidad de planteamientos posibles, y no podemos afirmar *a priori*, que ninguno de ellos sea superior a los demás, puesto que dicha calificación dependerá del criterio de utilidad empleado. Según nuestro entender, el procedimiento es algo secundario, siendo el punto fundamental las bases de partida, esto es, los datos y las hipótesis empleadas en el dimensionado. Este es precisamente el objetivo del desarrollo de un programa de cálculo: constituir una herramienta de cálculo con suficiente potencia y a la vez, flexibilidad y rapidez.

SECUENCIA DE OPERACION DEL PROGRAMA

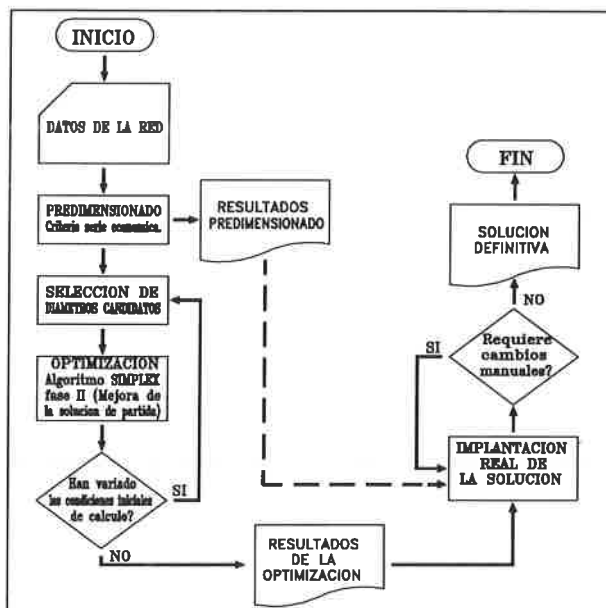


Figura 1. Diagrama de flujo del programa

nudos; *b.2*) Por definición arbitraria de caudales de línea; *b.3*) Por criterios probabilísticos de simultaneidad (método de Clément).

c) *Requisitos funcionales y de diseño*: Elección de materiales, restricciones de presión mínima

El programa DIOPRAM sigue un proceso de cálculo, que se esquematiza en la Figura 1. En primer lugar se efectúa la entrada de los datos de la red a dimensionar, que podemos reunir en cuatro grupos:

a) *Configuración de la red*: Conexión entre nudos, longitudes y cotas.

b) *Caudales de diseño*: Atendiendo a las distintas necesidades que pueden presentarse en cada proyecto, cabe definir los caudales de diseño de tres formas posibles:

b.1) Por acumulación de consumos suministrados en

nudos;

b.2) Por definición arbitraria de caudales de línea;

b.3) Por criterios probabilísticos de simultaneidad (método de Clément).

en nudos escogidos, restricción de velocidad mínima y máxima, fijación de un margen de seguridad para la selección de timbrajes de las tuberías, etc...

d) *Datos económicos*: Referentes tanto a la amortización de las tuberías como al cálculo de los costes energéticos.

Tras comprobar la coherencia de los datos introducidos se inicia la primera fase de cálculo, que convenimos en llamar PREDIMENSIONADO, aunque se trata de un dimensionado de la red en todo rigor. Esta etapa proporciona una solución de diseño próxima a la óptima (con lo cual se reduce la cantidad de cálculos a realizar en la etapa de Optimización por P.L.) consistente en dotar a cada línea de la red de un único diámetro comercial, de forma que se cumplan los requisitos funcionales de presión mínima en nudos y de límites de velocidad de circulación del agua.

El método que constituye el núcleo de la etapa de predimensionado es el que conocemos con el nombre de SERIE ECONOMICA, que consta de tres pasos básicos en el predimensionado de cada senda:

a) *Elección de la senda crítica*: Una senda es el conjunto de líneas unidas en serie, que conectan dos nudos de un red, situado uno aguas arriba del otro. Cuando iniciamos el predimensionado, se definen sendas que parten del nudo de cabecera, tantas como nudos donde se quiere asegurar una presión mínima. Denominaremos nudo crítico a aquel que por su situación dentro de la red (gran distancia hasta cabecera de la red, cota geométrica elevada, etc..), exija mayor capacidad hidráulica de las líneas de su senda para alcanzar un mínimo de presión en servicio. La elección del nudo crítico resulta conceptualmente difícil, habida cuenta que la capacidad de las líneas está por fijar. No obstante, podemos establecer criterios para su establecimiento: a.1) Cuando en el origen de las sendas existe una estación de bombeo, cuya altura de presión está por determinar, consideraremos crítico aquel nudo que requiere una altura de bombeo mayor para disponer de una presión dinámica igual a la mínima exigida. Puesto que no se conoce a priori las pérdidas hidráulicas en las líneas de la red, para este cálculo se fija provisionalmente un valor de la pendiente hidráulica igual para todas las líneas, usualmente del orden de 5- 10 mca/Km; a.2) Si en el origen se dispone de un altura piezométrica fija (por ejemplo, un depósito de nivel aproximadamente constante) el nudo crítico será aquel que presente una pendiente hidráulica disponible menor en la senda que lo alimenta.

b) *Dimensionado de las líneas de la senda con diámetros teóricos*: Puesto que el método del predimensionado emplea variables continuas es necesario plantear la relación entre el coste unitario de la tubería y el diámetro de ésta como una función continua, que se interpola a partir de datos reales disponibles de los diámetros y costes para cada material de entre los escogidos en la entrada de datos. De esta forma se plantea una función de costes para la senda

que contempla costes energéticos (si ha lugar) y amortización anual de las tuberías, más una única restricción funcional que limita las pérdidas de carga en la senda para que se pueda disponer de la presión mínima en el nudo terminal (crítico). El problema así planteado se resuelve mediante un método de optimización no lineal (en este caso se emplea el método de los multiplicadores de Lagrange [7]) obteniendo como solución un diámetro teórico por cada línea de la senda y la altura de bombeo (si se incluye en la formulación).

c) Normalización de diámetros: La solución obtenida en el apartado anterior debe ser modificada a fin de asignar a las líneas diámetros comercialmente disponibles de entre la gama escogida durante la entrada de datos. Esta etapa puede realizarse normalizando al diámetro comercial inmediato superior (SUPRAnormalización) de forma que la senda quedará sobredimensionada, o bien al inmediato inferior (INFRAnormalización), lo que conllevará una revisión posterior de diámetros a fin de garantizar las presiones impuestas. Esta revisión se efectúa incrementando el diámetro de la línea o líneas de la senda que presenten un ratio más favorable del incremento de altura conseguido con respecto al aumento de coste que supone. La comprobación termina cuando se cumplen todas las especificaciones de presión mínima. En cualquier caso, los diámetros normalizados que formen parte de la solución deben cumplir los requisitos funcionales de velocidad. Finalmente se calculan las alturas piezométricas definitivas en los nudos de la senda que servirán, posteriormente, como origen de nuevas sendas.

El método de la INFRAnormalización y posterior corrección de los diámetros ha sido contrastado con excelentes resultados, y no requiere gran número de cambios de diámetros en las comprobaciones. La ventaja frente a la SUPRAnormalización es que obtiene diseños de partida más económicos y ajustados a los objetivos perseguidos.

Seguidamente se propone la formulación del problema de optimización para mejorar la solución del predimensionado mediante el algoritmo SIMPLEX asignando un grupo de cuatro diámetros candidatos a cada línea, centrados alrededor de la solución obtenida en la fase previa. Caso de imponer unas velocidades máximas y mínimas, el proceso de selección también tendrá en cuenta esos requisitos, no seleccionando diámetros que no los cumplan.

Los timbrajes de los tubos, se determinarán a partir de la presión estática que soportan, más el incremento adicional de seguridad que se desee. A continuación, se determinan los coeficientes de pérdidas J_{ij} para cada línea j y diámetro candidato i . Se construye la función objetivo y se establece el conjunto de restricciones geométricas y funcionales de presión mínima en los nudos seleccionados.

Tras ello, queda todo preparado para resolver el sistema mediante el algoritmo

SIMPLEX, directamente en la fase II, tomando como solución de partida la obtenida en el predimensionado, que con toda seguridad constituye una solución factible.

Tras la primera etapa de optimización se cotejan los resultados y se procede a cambiar los timbrajes, a desplazar la gama de diámetros en alguna línea, o incluso añadir alguna restricción de presión si fuera necesario. De este modo, en unas pocas etapas se llega a la solución deseada, completándose finalmente los resultados con el cálculo de las presiones definitivas en los nudos, el coste parcial de cada línea y el coste total de la red, así como otros conceptos del gasto, incluido un desglose económico por componentes.

EJEMPLO DE APLICACIÓN

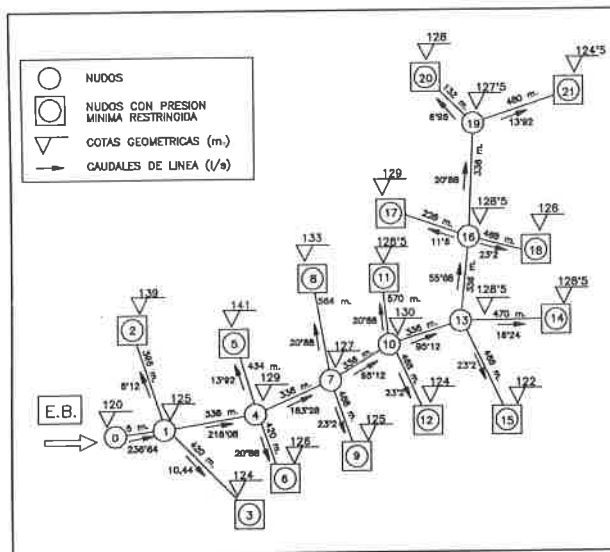


Figura 2. Plano de situación y trazado de la red analizada

Como aplicación práctica del método expuesto, se efectúa a continuación el dimensionado económico de una red de riego por aspersión alimentada por un bombeo directo en cabecera, cuyo trazado se muestra en la Figura 2. Sobre él aparece reflejada la numeración de los nudos (el número de cada línea coincide con el del nudo aguas abajo), las cotas geométricas, longitudes y caudales de diseño así como los nudos que requieren una presión mínima de 40 mca.

Como datos adicionales, en la Tabla 1 aparecen reflejados los diámetros comercialmente disponibles y sus costes por m.l. Estos costes pueden incluir, si se desea, los gastos unitarios derivados del movimiento de tierras, transporte, colocación, juntas, etc. Para este caso, se contempla un único material, fibrocemento, aunque no existe inconveniente en utilizar varios materiales, habiendo definido previamente sus intervalos de trabajo, en cuanto a diámetros y/o timbrajes.

La inclusión de elementos accesorios, a efectos de pérdidas de carga y presupuestos, no se contemplan en este ejemplo. Sin embargo, pueden tenerse en cuenta incrementando las

Tabla 1. Datos de partida para el dimensionado económico

CONDICIONES ECONOMICAS						
Material : FIBROCEMENTO						
Rug. Abs.: 0.0250 mm.						
Presión máxima de trabajo : 75 m.c.a.						
Díámetro normalizado (mm.) :	50 A/F	60 A/F	70 A/F	80 A/D	100 A/C	125 C
Precio por metro lineal (ptas):	540	587	721	830	940	1.300
Díámetro normalizado (mm.) :	150 C	175 C	200 C	250 C	300 C	350 C
Precio por metro lineal (ptas):	1.910	2.594	3.165	4.474	5.998	7.162
Díámetro normalizado (mm.) :	400 C	450 C	500 C	600 C	700 C	800 C
Precio por metro lineal (ptas):	8.946	10.758	12.589	15.925	18.427	24.426
Díámetro normalizado (mm.) :	900 C	1000 C	1100 C	1200 C		
Precio por metro lineal (ptas):	30.564	33.409	38.123	45.052		
TUBERIAS						
Periodo de amortización = 20 años						
Interés estimado = 12 %						
ESTACION DE BOMBEO						
Número de horas de funcionamiento anual = 1600						
Rendimiento bombeo = 65 %						
Precio medio del Kw.h vida proyecto = 9.05 ptas.						

longitudes reales de las líneas con las longitudes equivalentes de los mismos. En tal caso, habría que distinguir entre las longitudes reales de las líneas a efectos de presupuesto, y las ficticias a efectos de cálculos hidráulicos.

El factor de amortización anual de las tuberías para una tasa de interés del 12% y un plazo de liquidación de 20 años, resulta $a_1 = 0.134$.

El número de horas de funcionamiento al año de la instalación se prevén en 1600 horas, el coste medio del Kwh en 9,05 pts y el rendimiento energético global del 65%. El coeficiente del término que evalúa el coste energético por año y mca. es $C_e = 51653 \text{ ptas/mca y año}$. Como condiciones de diseño se impone una presión mínima de 40 mca, en todos los puntos de consumo (nudos extremos). Posteriormente se comprueba que todas las presiones estáticas están por debajo de 75 mca, límite máximo de trabajo para tuberías de fibrocemento clase C, considerando un margen de seguridad en los timbrajes de 0 mca. Para el cálculo de las pérdidas se adopta la ecuación de Darcy-Colebrook y una rugosidad absoluta del material de $\epsilon = 0,025 \text{ mm}$ (fibrocemento).

Para tener elementos de comparación se ha predimensionado la red inicialmente con el criterio de pendiente hidráulica constante, expuesto anteriormente, normalizando los diámetros teóricos obtenidos posteriormente. Los resultados del cálculo se presentan en la Tabla 2.a. En este caso se obtiene una altura de bombeo de 61,05 mca., siendo el coste total de inversión en tuberías de 31.884.152 ptas. y el coste anual de amortización más energía de 7.420.668 ptas.

La solución obtenida, tras el predimensionado con el criterio de la serie económica (INFRAnormalizado y corregido) se recoge en la tabla 2.b. Para esta etapa previa, resulta una presión en cabecera calculada de 64 mca. Como en el caso anterior, por cada línea se indica

el diámetro teórico y el normalizado obtenido, junto con el timbraje (clase C - normas MOPU - para todos en este caso), además de la velocidad, el coste de la línea y las presiones estáticas (a flujo nulo) y dinámicas (a flujo máximo).

Tabla 2.a. Predimensionado de la red por el criterio de pendiente hidráulica constante

**RED DE RIEGO POR ASPERSIÓN
EJEMPLO DE APLICACIÓN**

PREDIMENSIONADO (Criterio Pendiente Hidráulica Constante)

PRESIÓN en cabecera = 61.05 mca Material tuberías = FIBROCEMENTO
COTA de cabecera = 120.00 metros Rugosidad absoluta = 0.02500 mm

Línea	Nudo	INI-FIN	Diámetro teórico (mm)	Diámetro Normal (mm)	Velocidad (m/s)	Coste línea (pts)	Presión nudo Est. mca	agua abajo Din. mca
1	0	1	1000	1000 C	0.30	167.065	56.05	56.05
2	1	2	116	125 C	0.66	514.800	42.05	40.61
3	1	3	83	100 A/C	1.33	394.800	57.05	49.84
4	1	4	970	1000 C	0.28	11.225.426	52.05	52.03
5	4	5	346	350 C	0.14	3.103.508	40.05	40.00
6	4	6	111	125 C	1.70	546.000	55.05	46.34
7	4	7	352	400 C	1.46	3.005.856	54.05	52.74
8	7	8	139	150 C	1.18	1.077.240	48.05	41.98
9	7	9	119	125 C	1.89	608.400	56.05	42.95
10	7	10	317	350 C	1.45	2.406.432	51.05	48.25
11	10	11	129	150 C	1.18	1.088.700	52.55	44.94
12	10	12	120	125 C	1.89	608.400	57.05	42.46
13	10	13	274	250 C	1.04	1.503.264	52.55	45.90
14	13	14	125	150 C	0.92	897.700	52.55	43.40
15	13	15	123	125 C	1.89	608.400	59.05	40.61
16	13	16	224	250 C	1.13	1.503.264	52.55	44.48
17	16	17	103	125 C	0.95	296.400	52.05	42.39
18	16	18	138	150 C	1.31	893.880	55.05	42.18
19	16	19	154	150 C	1.18	641.760	53.55	42.65
20	19	20	102	100 A/C	0.89	124.080	53.05	41.07
21	19	21	120	125 C	1.13	624.000	56.55	40.96

Peñ de la red (Dinámica) = 40.00 m (Nudo 5) Pmax. (Estática) = 59.05 m (Nudo 15)
Caudal inyección en cabecera = 236.64 l/seg Potencia grupo elevador = 218.05 Kw

COSTE TOTAL TUBERÍAS... 31.844.152 pts. AMORTIZACIÓN anual TUBERÍAS..... 4.263.254 pts.
Coste BOMBEO año (TER. ENERGÍA)... 3.157.412 pts.
COSTE TOTAL del sistema al año ... 7.420.668 pts.

Asimismo, se da la potencia del grupo, y el presupuesto a que ascendería la instalación incluyendo los gastos anuales de amortización, explotación y totales. Como se puede observar, las líneas están formadas íntegramente por tuberías de diámetro constante.

Para cada línea y a partir del diámetro normalizado obtenido, se elige un grupo de diámetros comerciales alrededor del mismo, que constituirán el conjunto de diámetros candidatos de esa línea.

Tabla 2.b. Predimensionado de la red por el criterio de la serie económica

PREDIMENSIONADO (Criterio Serie Económica)

PRESIÓN en cabecera = 64.00 mca Material tuberías = FIBROCEMENTO
COTA de cabecera = 120.00 metros Rugosidad absoluta = 0.02500 mm

Línea	Nudo	INI-FIN	Diámetro teórico (mm)	Diámetro Normal (mm)	Velocidad (m/s)	Coste línea (pts)	Presión nudo Est. mca	agua abajo Din. mca
1	0	1	395	450 C	1.49	53.790	59.00	58.98
2	1	2	96	100 A/C	1.03	372.240	45.00	40.70
3	1	3	81	100 A/C	1.33	394.800	60.00	52.77
4	1	4	386	450 C	1.37	3.614.688	55.00	53.98
5	4	5	173	175 C	0.58	1.125.796	43.00	41.16
6	4	6	109	125 C	1.70	546.000	58.00	48.99
7	4	7	318	350 C	1.90	2.406.432	57.00	53.49
8	7	8	136	150 C	1.18	1.077.240	51.00	42.73
9	7	9	118	125 C	1.89	608.400	59.00	43.70
10	7	10	325	350 C	1.45	2.406.432	54.00	49.00
11	10	11	128	150 C	1.18	1.088.700	55.50	45.68
12	10	12	119	125 C	1.89	608.400	60.00	43.20
13	10	13	262	250 C	1.04	1.503.264	55.50	46.65
14	13	14	122	125 C	1.32	611.000	55.50	40.54
15	13	15	122	125 C	1.89	608.400	62.00	41.36
16	13	16	224	250 C	1.13	1.503.264	55.50	45.23
17	16	17	100	125 C	0.95	296.400	55.00	43.13
18	16	18	136	150 C	1.31	893.880	58.00	42.93
19	16	19	168	175 C	0.87	871.584	56.50	44.80
20	19	20	122	125 C	0.57	171.600	56.00	44.03
21	19	21	112	125 C	1.13	624.000	59.50	43.20

Peñ de la red (Dinámica) = 40.54 m (Nudo 14) Pmax. (Estática) = 62.00 m (Nudo 15)
Caudal inyección en cabecera = 236.64 l/seg Potencia grupo elevador = 228.57 Kw

COSTE TOTAL TUBERÍAS... 21.386.310 pts. AMORTIZACIÓN anual TUBERÍAS..... 2.863.173 pts.
Coste BOMBEO año (TER. ENERGÍA)... 3.309.650 pts.
COSTE TOTAL del sistema al año ... 6.172.824 pts.

Además, en el ejemplo procesado, se fuerza a que los mismos cumplan las restricciones de velocidad mínima (0,5 m/seg) y máxima (2 m/seg) impuestas en los criterios de diseño.

Partiendo de la solución anterior y definidos los diámetros "candidatos" a formar parte de una línea, se aborda el dimensionado definitivo mediante el algoritmo SIMPLEX en su fase II.

Los resultados que se obtienen están indicados en la tabla 3. La presión óptima de bombeo resulta ser de 65,95 mca. Por cada línea se indica la longitud correspondiente a cada diámetro, sus timbrajes, el coste total y las presiones estáticas y dinámicas en el nudo aguas abajo. Los restantes datos son los mismos que aparecían en el predimensionado.

Tabla 3. Resultados obtenidos tras la optimización de la red

AJD DE RIEGO POR ASPERSIÓN EJEMPLO DE APLICACIÓN OPTIMIZACIÓN POR PROGRAMACIÓN LINEAL										
PRESIÓN en cabezera = 65.95 mca COTA de cabezera = 120.00 metros										
Material tuberías : PIRENOCROMACO Rugosidad absoluta : 0.02500 mm										
Línea	Nudos INI	Nudos FIN	Diámetro Nominal (mm)	Comprido (m) Parcial	Comprido (m) Total	Velocidad (m/s)	Coste TUBO (ptd) Parcial	Coste TUBO (ptd) Total	Presión nudo aguas abajo Estática (mca)	Dinámica
1	0	1	400 C		5	1.88		44.730	60.95	60.92
2	1	2	100 A/C 80 A/D	274 122...	396	1.03 1.62	259.560 101.260	756.420	46.95	40.00
3	1	3	100 A/C		428	1.33		394.600	61.95	54.71
4	1	4	400 C		334	1.74		7.005.856	56.95	55.14
5	4	5	150 C 125 C	192 242...	434	0.75 1.13	344.720 314.600	681.320	44.95	40.00
6	4	6	125 C		420	1.70		546.000	59.95	49.44
7	4	7	350 C		326	1.30		2.406.432	54.95	54.64
8	7	8	150 C 125 C	347 319...	664	1.18 1.70	471.720 412.100	883.820	52.95	40.00
9	7	9	125 C		468	1.49		608.400	60.95	44.85
10	7	10	300 C		326	1.97		2.035.328	55.95	48.45
11	10	11	150 C 125 C	151 419...	570	1.18 1.70	289.410 544.700	833.120	57.45	40.00
12	10	12	125 C		484	1.49		608.400	61.95	62.66
13	10	13	250 C		326	1.94		1.503.264	57.45	46.10
14	13	14	125 C		470	1.32		611.000	57.45	40.00
15	13	15	125 C		468	1.49		608.400	61.95	40.81
16	13	16	200 C 200 C	195 137...	336	1.11 1.77	490.320 433.605	1.323.921	57.45	49.53
17	16	17	125 C 100 A/C	125 163...	288	0.93 1.48	162.500 56.920	259.320	56.95	40.00
18	16	18	150 C 125 C	346 42...	468	1.31 1.49	537.260 106.600	643.860	59.95	40.00
19	16	19	150 C		314	1.44		641.760	58.45	41.69
20	19	20	100 A/C 80 A/D	125 7...	130	0.89 1.38	117.500 5.810	123.310	57.95	40.00
21	19	21	125 C		480	1.13		624.000	61.45	40.00

Emis de la red (Dinámica) = 40.00 m (Nudo: 21)	Pais de la red (Estática) = 63.95 m (Nudo: 15)
Caudal inyección en cabezera = 235.64 l/mg	Potencia grupo elevador = 235.59 Kw
COSTE TOTAL de las TUBERÍAS..... 18.925.310 pts.	AMORTIZACIÓN anual TUBERÍAS..... 2.533.778 pts.
	Coste SOBRESUO año (VER. ENERGÍA) .. 3.470.720 pts.
	COSTE TOTAL del sistema al año ... 5.446.497 pts.

Como se desprende de las Tablas 2 y 3, la optimización por P.L. ha supuesto un ahorro en el coste total en inversión de la red, respecto a la etapa de prediseño con el método de pendiente constante, de 12.918.242 ptas. (lo que significa un 40.57 % de éste) y tomando el prediseño obtenido con el método de la serie económica se obtiene un ahorro de 2.460.400 pts, que representa un 11.50 % de éste. El ahorro obtenido respecto al coste total anual es en

el primer caso (pend. constante) de 1.476.171 ptas/año, que representa un 19.90 % anual y para el método de la serie económica es de 228.327 ptas/año (3.7 %). Asimismo se observa que las presiones dinámicas en los nudos de consumo están más ajustadas a los valores especificados en los criterios de diseño (40 mca) cuando se optimiza la red.

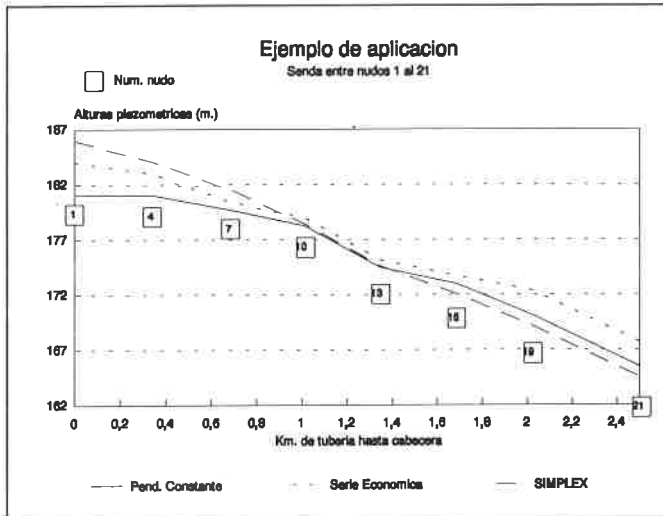


Figura 3. Alturas piezométricas obtenidas según las distintas soluciones

Como dato de interés, observemos en la Figura 3 las alturas piezométricas que se alcanzan en los nudos de la senda 1-21. Curiosamente, siendo la solución más cara la resultante del criterio de pendiente constante, las presiones resultantes en los nudos son mayoritariamente inferiores (aunque muy cercanas) a las obtenidas con el criterio de la serie económica.

Otro dato de interés que habla mucho a favor del criterio de la serie económica es el hecho de que la solución que proporciona, bastante cercana a la óptima, requiere tan solo una etapa de P.L. con 21 operaciones de pivotamiento, mientras que entrando con la solución dada por el método de pendiente constante, se requiere 4 etapas de P.L., con un total de 76 operaciones de pivotamiento, siendo en este caso el tiempo de cálculo seis veces mayor.

CONCLUSIONES

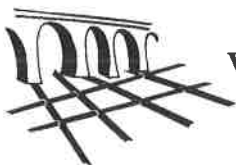
Hemos presentado el programa informático *DIOPRAM*, que consiste en una aplicación del método de Programación Lineal para el dimensionado óptimo de redes ramificadas, incluyendo la altura de elevación en cabecera. La resolución del problema se lleva a cabo mediante un algoritmo SIMPLEX mejorado gracias a una técnica de almacenamiento de matrices vacías, que permite una utilización más eficiente de la memoria del ordenador, y por consiguiente, redundando en la posibilidad de dimensionar redes de mayor tamaño.

Los ahorros que se obtienen con este método respecto el predimensionado por el criterio de la serie crítica, considerado como uno de los más eficientes, resulta ser en torno al 10% en el coste total de la red y al 4% en el coste total al año, lo que justifica el interés del modelo propuesto.

El programa *DIOPRAM* apareció en 1986 como el fruto de una colaboración entre el hoy desaparecido Instituto para la Reforma y Desarrollo Agrario (IRYDA) y la Unidad Docente Mecánica de Fluidos de la Universidad Politécnica de Valencia. Hoy en día se dispone de una versión (*DIOPRAM PC 1.05*) para ordenadores compatibles (en versión española e inglesa, que será actualizada en breve, y otra (*DIOPRAM HP 2.1*) más avanzada, disponible para ordenadores HP de la serie 300, que posee características adicionales, como por ejemplo:

- Posibilidad de definir en cada línea características individuales tales como: pérdidas menores en accesorios, grado de seguridad para el cálculo de timbrajes, etc.
- Incluir válvulas reductoras de presión (VRP) y análisis de su efecto sobre las presiones y el coste de la red.
- Evaluación aproximada del movimiento de tierras, de la ubicación de ventosas y purgadores y de los conos de reducción.
- Posibilidad de definir varios hidrantes en un mismo nudo de la red, para el cálculo posterior de los caudales de Clément.

Águas Residuais



VII ENaSB - Encontro Nacional de Saneamento Básico
Coimbra - 14 a 16 de Fevereiro de 1996

CONTROLO DE DESCARGAS DE SISTEMAS DE DRENAGEM UNITÁRIOS COMO MEDIDA DE PROTECÇÃO DE RECURSOS HÍDRICOS SUPERFICIAIS

José Manuel de Saldanha Gonçalves Matos¹, Luís Alberto da Cruz David²

Av. Rovisco Pais - 1096 LISBOA CODEX - PORTUGAL

RESUMO

É do conhecimento geral que o deficiente comportamento de sistemas de drenagem unitários é responsável, em grande parte, pela degradação da qualidade da água dos cursos hídricos naturais. As fortes precipitações, sobretudo quando ocorrem após períodos estivais, propagam-se nos colectores com elevadas cargas poluentes, designadamente em termos de sólidos em suspensão. No caso dos sistemas de drenagem não disporem de suficiente volume de reserva, parte do caudal é descarregada directamente para o meio ambiente, sem ser sujeito previamente a nenhum tratamento. Uma alternativa viável de encarar a beneficiação dos sistemas pode consistir, precisamente, em aumentar os respectivos volumes de reserva, mantendo inalterada a capacidade de tratamento pré-existente.

Existem diversas metodologias e regras para o cálculo da capacidade de reserva em sistemas de drenagem unitários, tendo em vista assegurar a protecção dos meios receptores naturais. Entre esses métodos assume particular destaque, pela simplicidade de aplicação, o designado método da precipitação crítica, o qual é apresentado no âmbito desta comunicação.

¹ Professor Auxiliar da Secção de Hidráulica e Recursos Hídricos e Ambientais do IST. Consultor.

² Bolseiro equiparado a Estagiário de Investigação do LNEC

INTRODUÇÃO

É conhecido o facto do comportamento deficiente dos sistemas de drenagem unitários ser responsável, em grande parte, pela degradação da qualidade da água dos recursos hídricos. As fortes precipitações, sobretudo quando ocorrem após os períodos estivais, propagam-se nos colectores com elevadas cargas poluentes, designadamente em termos da carência química de oxigénio e sólidos em suspensão. No caso dos sistemas de drenagem não dispõem de suficiente volume de reserva e de suficiente capacidade de tratamento, parte do caudal (por vezes a maior parte do caudal) é descarregada directamente para o meio ambiente, sem ser sujeita previamente a nenhum tratamento. Uma alternativa viável de encarar a beneficiação dos sistemas pode consistir, precisamente, em aumentar os respectivos volumes de reserva, mantendo inalterada a capacidade de tratamento pré-existente. A capacidade da ETAR mantém-se, mas aumentam, obviamente, as durações dos períodos em que ela funciona perto da capacidade total instalada, dado que passam a ser encaminhadas para as ETAR, e de forma desfasada dos hidrogramas de cheia, os caudais acumulados no interior do sistema de drenagem, durante os períodos chuvosos (MATOS, 1993).

A utilização, por sistema, de reservatórios de detenção em sistemas unitários é relativamente recente e resulta, fundamentalmente, da constatação, em grande número de casos, do comportamento deficiente dos respectivos sistemas de tratamento, quando da ocorrência de precipitações significativas.

Tradicionalmente, as ETAR de sistemas unitários dispõem de descarregador a montante, e são dimensionadas, em termos hidráulicos, para um caudal 2 a 6 vezes o caudal médio em tempo seco. Em períodos chuvosos, e na ausência de reserva, o caudal excedente é descarregado directamente para o meio receptor. Em termos teóricos, o factor de diluição «3» na água descarregada corresponderá, para uma capitação de 100 l/hab.dia, a um efluente com uma CBO₅ superior a 180 mg/l. Do ponto de vista prático, a situação é agravada, e muito significativamente, pelo facto de, por ocorrência das grandes chuvas, serem ressuspensas e arrastadas as partículas em suspensão previamente decantadas nos colectores nos períodos secos precedentes. Os caudais «unitários» passam, assim, a transportar e a descarregar directamente para o meio ambiente elevadas cargas poluentes, nomeadamente, de origem orgânica.

REVISÃO DO ESTADO ACTUAL DE CONHECIMENTOS

Na Alemanha, cerca de 70% das águas residuais domésticas são transportadas por colec-

tores unitários (PECHER, 1992), podendo-se dizer, sem grande erro, que grande parte dos países europeus apresentam percentagens idênticas. Nesse País desenvolvido da Europa foram construídos, nos últimos 15 anos, em sistemas unitários, cerca de 10 000 reservatórios de regularização, pretendendo-se, a médio prazo, construir mais 30 000 a 40 000. Esse número espantoso reflecte a tónica porque parece pautar-se a forma de beneficiar e controlar o comportamento de sistemas unitários. Ou seja, em vez de se ampliarem as estações de tratamento, por forma a serem obtidos rendimentos adequados de depuração, mesmo durante os períodos de precipitação, opta-se, pelo menos em grande número de situações, pela alternativa de regularizar os caudais de ponta em reservatórios restituindo-os a jusante, a fim de serem tratados na ETAR existente, não «sobrecarregada excessivamente» nem em termos hidráulicos nem em termos de cargas poluentes.

O dimensionamento das estruturas de armazenamento tem sido efectuado, na Europa, de acordo com diversos métodos. Em Inglaterra, os métodos iniciais basearam-se numa relação entre o volume de armazenamento e a população servida. Em MINISTRY OF HOUSING AND LOCAL GOVERNMENT, 1970 recomenda-se um volume de 18 litros por habitante. No entanto, em SCOTTISH DEVELOPMENT DEPARTMENT, 1977 passaram a recomendar-se valores entre 40 e 80 l/hab. Esses procedimentos simplistas não permitem relacionar volumes de reserva com as características da bacia de drenagem e do meio receptor, carecendo de uma justificação rigorosa e científica.

Com a verificação de que, em determinados trechos de colectores, sob determinadas condições de escoamento, a carga poluente transportada pelo escoamento no início do hidrograma era bastante elevada, algumas estruturas de armazenamento passaram a ser dimensionadas por forma a reter esse volume de água mais poluído (PEARSON et al, 1990).

Presentemente, um dos critérios mais usados tem sido o de restringir a frequência anual de descargas para um determinado valor, que pode ser fixo ou variar conforme as características e usos do meio receptor. BALMFORTH, 1981 apresenta um método simples, baseado em hidrogramas de projecto, em que a estrutura de armazenamento é dimensionada para «encaixar» o volume desses hidrogramas cujo período de retorno é inversamente proporcional à frequência de descarga. Diversos países desenvolveram complexos programas de cálculo automático em que se analisa a frequência das descargas através da simulação do escoamento no sistema, com base em séries históricas e sintéticas de precipitação.

Em MINISTÈRE DE L'AGRICULTURE, 1988, é apresentado o método da precipitação crítica, desenvolvido por Krauth na sequência dos trabalhos executados no âmbito de um pro-

jecto de cooperação internacional para a protecção do lago Constança, entre a Suíça, a Áustria e a Alemanha. Para a aplicação do método obtiveram-se, por via experimental, ábacos que relacionam o volume necessário de armazenamento, com o caudal que passa para jusante, durante a ocorrência de uma determinada intensidade crítica de precipitação. O valor dessa intensidade crítica de precipitação é estabelecido de acordo com uma análise detalhada de diversos parâmetros: frequência, intensidade e duração das precipitações, objectivos de qualidade do meio receptor, caudal de estiagem e poder auto depurador dos cursos de água; carga poluente do efluente, capacidade dos colectores, etc.. Estes ábacos foram dimensionados, teoricamente, para uma redução de 90% da carga poluente anual descarregada pelos excedentes.

Na norma alemã ATV-128, cuja mais recente actualização é de 1992, é apresentada uma metodologia, usualmente designada por método simplificado. Este é um dos documentos mais actualizados e avançados no dimensionamento das estruturas de descarga e de armazenamento de sistemas unitários. Porém, as hipóteses de base e as relações entre os parâmetros que utiliza, foram desenvolvidas e calibradas para bacias típicas da Alemanha, em termos de ocupação e de regime de precipitação.

Para o caso de sistemas de drenagem mais complexos, ou em que as condições de funcionamento se situem fora do campo de aplicação do método simplificado, é proposta, em ATV-A128, a utilização de modelos de simulação.

No Quadro 1 são apresentados, para diversos países europeus e para sistemas unitários, os critérios usuais de dimensionamento hidráulico de ETAR, de descarregadores de tempestade e de estruturas de armazenamento.

QUADRO 1 - Critérios de dimensionamento hidráulico de ETAR, de descarregadores de tempestade e de estruturas de armazenamento de sistemas unitários, em alguns países europeus.

(Adaptado de DAVID, 1995)

País	Critérios de dimensionamento
Alemanha	Tratamento até 2 vezes o caudal de ponta das águas residuais a que se adiciona o caudal de infiltração. Aplicação da norma ATV A128 (método simplificado ou modelos de simulação): redução em 90% da carga poluente descarregada através de descarregadores de tempestade. Grau de diluição mínimo das águas residuais nas descargas de tempestade: 1 para 7. Armazenamento médio superior a 30 m ³ por hectare de área impermeável da bacia de drenagem
Bélgica	Tratamento até 2 a 5 vezes o caudal médio diário em tempo seco. Descargas de tempestade para, em média, 7 chuvadas por ano. Consideração da qualidade do meio receptor para estabelecimento dos critérios de dimensionamento.
Dinamarca	Análise da frequência de descargas Grau de diluição mínimo das águas residuais nas descargas de tempestade de 1 para 5. Carga média anual em CQO descarregada por descarregadores de tempestade equivalente à carga das descargas das ETAR.
França	Tratamento até 3 vezes o caudal médio diário. Determinação dos volumes de armazenamento, de acordo com diversos métodos: método da precipitação crítica, método dos caudais e outros métodos empíricos.
Holanda	Frequência anual de descargas aceitável em função das condições locais - geralmente 3 a 12. Armazenamento garantido para 2 mm de precipitação útil.
Reino Unido	Período antecedente a 1970: <ul style="list-style-type: none"> • Tratamento até 3 vezes o caudal médio diário em tempo seco; • Dimensionamento dos descarregadores de tempestade para um caudal correspondente a seis vezes o caudal médio diário em tempo seco; • Volume de armazenamento dos tanques de tempestade de 68 litros por habitante.

MÉTODO DA PRECIPITAÇÃO CRÍTICA

Considerações Gerais

O método da precipitação crítica consiste em dimensionar, através da consulta de ábacos e da utilização de critérios hidráulicos simples, as estruturas de armazenamento e os descarregadores de tempestade, por forma a que, para a ocorrência de uma precipitação com uma determinada intensidade crítica, não ocorram descargas directas para o meio receptor.

Na fase de concepção do sistema global, a bacia de drenagem deve ser dividida num conjunto de sub-bacias, a jusante das quais se restringe o caudal que passa para jusante e se prevê a construção de uma estrutura de armazenamento com descarregador. O caudal que passa para jusante deverá ser limitado à parcela que deverá atingir a estação de tratamento. A estrutura de armazenamento com descarregador é dimensionada por forma a reter o caudal

originado pela ocorrência de uma precipitação com uma determinada intensidade crítica. O excesso do escoamento resultante de precipitações com uma intensidade média superior à crítica é descarregado directamente para o meio receptor.

No dimensionamento das estruturas de armazenamento com descarregador, o método considera a abordagem simplificada de funcionamento do sistema que se apresenta na Figura 1.

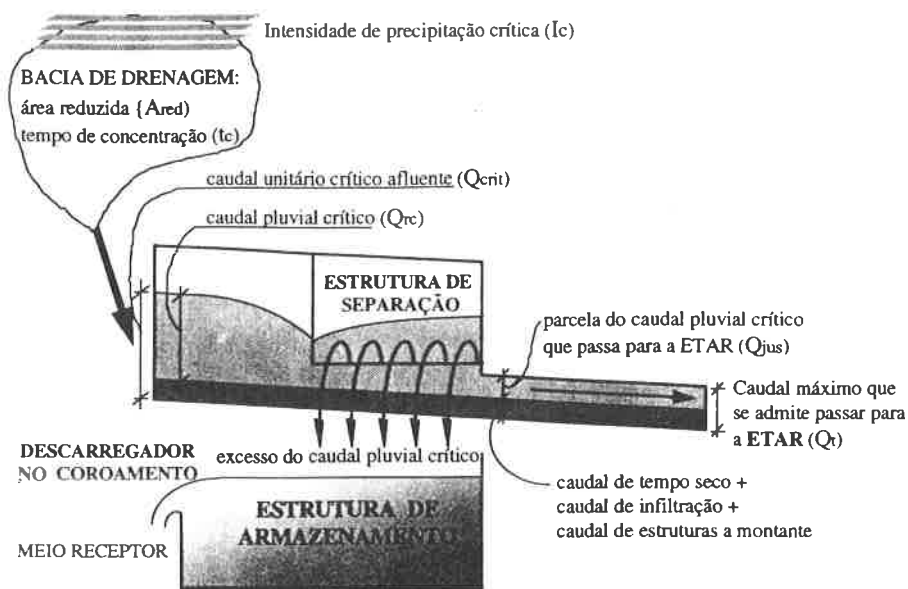


Fig. 1 - Representação esquemática do funcionamento de uma estrutura de armazenamento com descarregador de tempestade

Caudais de projecto

A intensidade de precipitação crítica por unidade de área reduzida da bacia (I_c) é o parâmetro fundamental para o qual o sistema é dimensionado. Teoricamente, apenas para a ocorrência de precipitações com uma intensidade superior a I_c é que poderão ocorrer descargas directas para o meio receptor. Assim, quanto maior for o valor de I_c maior será a capacidade de armazenamento a exigir ao sistema e melhores serão as condições de protecção dos recursos hídricos superficiais.

Na região de Bade-Wurtemberg, na Alemanha, o valor da intensidade de precipitação crítica foi fixado, a partir de 1973, em $15 \text{ l/(s.ha}_{red})$. Estudos efectuados em Bas-Rhin, também

na Alemanha, levaram à recomendação de valores compreendidos entre 10 e 15 l/(s.ha_{red}), por forma a assegurar o tratamento de cerca de 90% da carga poluente anual que, na ausência de capacidade de armazenamento, seria descarregada para o meio receptor. Estudos na cidade de Strasbourg, em França, conduziram à adopção do valor de 15 l/(s.ha_{red}).

Estabelecido um valor para a intensidade de precipitação crítica, pode calcular-se o caudal pluvial crítico originado na bacia de drenagem (Q_{rc}) através da seguinte expressão:

$$Q_{rc} = I_c.C.A = I_c.A_{red} \quad (1)$$

em que Q_{rc} é o caudal pluvial crítico (l/s), I_c é a intensidade de precipitação crítica (l/s.ha), A é a área da bacia de drenagem (ha), C é coeficiente adimensional (-) e A_{red} é a área reduzida da bacia de drenagem (ha).

A parcela do caudal pluvial crítico que passa, sem ser descarregado, para jusante, para a ETAR (Q_{jus}), pode ser estimada deduzindo à capacidade de transporte do colector (Q_t), o somatório dos caudais provenientes das estruturas de armazenamento dispostas a montante e o caudal de ponta de águas residuais.

Dividindo a parcela do caudal pluvial crítico que se admite vir a passar pela ETAR, pela área reduzida (ou área impermeável) da bacia de drenagem, obtém-se a parcela de intensidade de precipitação crítica (I_{jus}) que não é directamente descarregada para o meio receptor.

Volumes de armazenamento

O volume por unidade de área reduzida da bacia de drenagem (V_r) necessário para armazenar a parcela de precipitação crítica no interior da estrutura de armazenamento, determina-se através do ábaco da Figura 2, em função dos dois seguintes parâmetros:

- 1) intensidade de precipitação crítica (I_c);
- 2) fracção da intensidade de precipitação crítica que se admite «passar» para jusante da estrutura de armazenamento (I_{jus}).

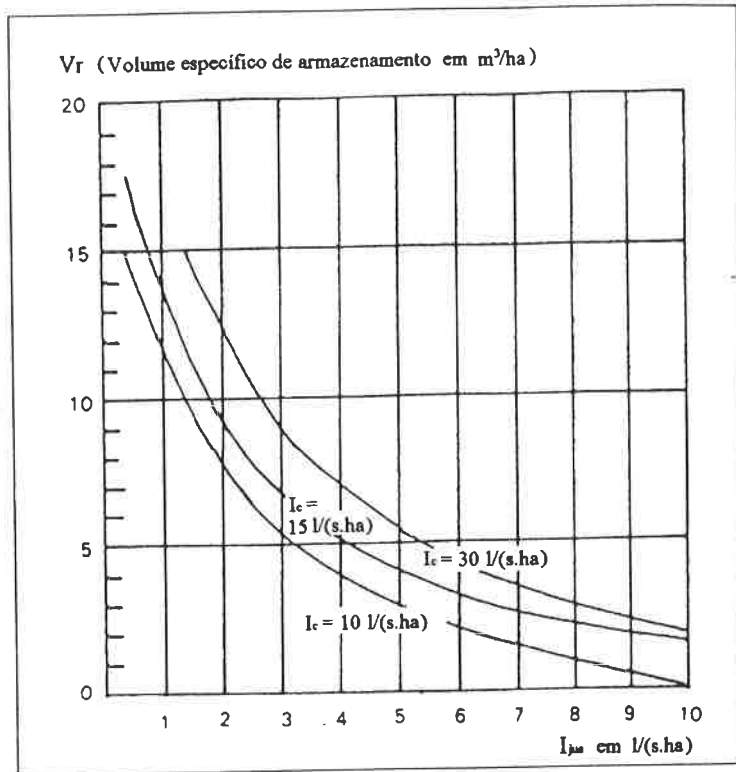


Fig. 2 - Volume específico de armazenamento em função da intensidade de precipitação crítica e da fracção do caudal que segue para a ETAR

Determinado o volume de armazenamento necessário, por unidade de área reduzida, calcula-se o volume de armazenamento necessário (V) através da seguinte expressão:

$$V = V_r \cdot A_{red} \cdot aT = V_r \cdot A \cdot C \cdot aT \quad (2)$$

em que V_r , A_{red} , A e C têm o significado e as unidades já descritas anteriormente e aT é um parâmetro empírico adimensional, função do tempo de concentração da bacia de drenagem (t_c) e cujos valores se apresentam no Quadro 2.

QUADRO 2 - Valores do parâmetro aT em função do tempo de concentração

Tempo de concentração (minutos)	factor aT
10	1,25
15	1,48
20	1,63
25	1,74
30	1,82
35	1,88
40	1,93
50	2,02
60	2,06
80	2,12
100	2,17
120	2,20
180	2,25

CONSIDERAÇÕES FINAIS

O correcto cálculo dos volumes de reserva do sistema e o seu adequado funcionamento e dimensionamento devem resultar de uma análise detalhada de diversos factores, tais como, tamanho da bacia de drenagem, população equivalente servida, tipo e dimensão do sistema de drenagem, regime de precipitações, ocupação do solo, inclinação média dos terrenos e capacidade da ETAR. Estes valores, ou parâmetros com eles associados, intervêm nas metodologias ou modelos de cálculo de natureza empírica actualmente disponíveis. Os métodos de cálculo referidos, nomeadamente o método da precipitação crítica, utilizado em França, ou o método simplificado, utilizado na Alemanha, são essencialmente empíricos, e resultaram de observações experimentais efectuadas naqueles países. Pode-se dizer que estes recentes métodos ainda se encontram em fase de «afinação», tendo-se efectuado, na última década, sobretudo na Alemanha, esforços muito significativos, no sentido de melhorar a credibilidade dos modelos e generalizar a sua aplicação (na década de 90 várias normas ATV foram redigidas referentes à aplicação do método simplificado e ao dimensionamento de estruturas de armazenamento).

Em termos científicos, o desenvolvimento de modelos e metodologias para dimensionamento e gestão de sistemas de drenagem unitários pode-se dizer que constitui um assunto de «ponta», sobretudo nos países mais desenvolvidos da Europa, o que não é de estranhar, dado o facto do sistema unitário assumir uma importância relevante no continente Europeu.

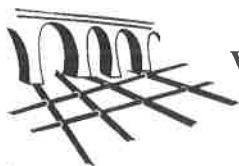
Em Portugal, seguramente mais de 50% dos sistemas de drenagem são unitários ou fun-

cionam de uma forma pseudo-separativa, sendo fundamental investir, do ponto de vista técnico e científico, neste domínio. Que se saiba, não se encontra ainda construída nenhuma bacia ou reservatório de detenção em Portugal, com funções específicas de protecção de descargas directas para o meio ambiente. Sistemas de drenagem existentes de elevada dimensão, como os da bacia de Alcântara, em Lisboa e de Frielas, em Loures, funcionam de forma não totalmente adequada, no sentido de possibilitarem descargas directas para o meio hídrico natural, cada vez que as precipitações originam caudais superiores à capacidade das ETAR.

Os modelos de cálculo de volumes de reserva e os critérios de posicionamento desses volumes ao longo dos sistemas unitários devem ser validados para Portugal, tendo em conta a realidade específica nacional, nomeadamente o regime de precipitações (com elevada variabilidade temporal) e as características pretendidas para os diversos meios receptores.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ATV STANDARD A128, 1992 - Standards for the Dimensioning and Design of Stormwater Structures in Combined Sewers, Alemanha.
- BALMFORTH, D.J., 1981 - *Storm water in Combined Sewerage Systems: Developments in the U.K.*. In Proc. 2nd Int. Conf. on Urban Storm Drainage, Urbana, Illinois USA.
- DAVID, L., 1995 - *Métodos de Dimensionamento de Estruturas de Armazenamento em Sistemas de Drenagem Unitários*. Tese de Mestrado em edição. IST.
- MINISTÈRE DE L'AGRICULTURE, 1988 - *Les Bassins d'Orage sur les Réseaux d'Assainissement. Expérience Acquisse a partir des Réalisations Actuelles*. Documentation Technique FNDAE, N° 6, Mars 1988.
- MINISTRY OF HOUSING AND LOCAL GOVERNMENT, 1970 - Technical Committee on Storm Overflows and the Disposal of Storm Sewage. HMSO, London.
- MATOS, J., 1993 - *Comportamento de Sistemas de Drenagem Unitários*. In Encontro Nacional de Saneamento Básico, ENASB 93, APESB, E.S.T., Setúbal.
- PEARSON, L.R.; THORNTON, R.C.; SAUL, A.J.; HOWARD, K., 1990 - *An Introductory Analysis of Factors Affecting the Concentration of Pollutants in the First Foul Flush of a Combined Storm Sewer System*. In Urban Storm Water Quality and Effects Upon Receiving Waters. Int. Conf., Wageningen, Netherlands.
- PESHER, R., 1992 - *Stormwater Treatment in Combined Sewer Systems in Germany* - Water Sc. Tech., Vol. 26, n° 7-8., pp 1841-1849, IAWPRC.



Modelação Hidráulica em Colectores de Sistemas Urbanos de Drenagem

A. Freire Diogo ¹, E. Ribeiro de Sousa ², Victor M. Graveto ³, F. Seabra Santos ⁴

*Departamento de Eng. Civil, Universidade de Coimbra,
Coimbra, Portugal*

RESUMO

Apresentam-se dois modelos hidráulicos para o dimensionamento em regime uniforme e simulação em regime variável do escoamento em colectores de sistemas urbanos de drenagem. Os modelos, incluídos num modelo global de optimização tridimensional que tem vindo a ser desenvolvido, podem ser utilizados independentemente da optimização num dimensionamento simples, numa simulação hidráulica, ou em ambos. A sua implementação permite uma análise hidráulica mais consistente que a normalmente utilizada em projecto convencional, possibilitando uma avaliação crítica sobre os elementos de base, parâmetros de projecto, leis de resistência e procedimentos adoptados. Mostra-se a utilidade do modelo de simulação comparando os caudais máximos obtidos pela fórmula racional clássica com os determinados no cálculo das ondas de progressão em regime variável.

1 INTRODUÇÃO

No cálculo hidráulico de colectores de águas residuais comunitárias em sistemas urbanos de drenagem desprezam-se, normalmente, os efeitos dinâmicos de propagação, atenuação e amortecimento no sistema, admitindo-se a ocorrência de escoamentos quase permanentes, ou seja, permanentes num dado instante, apesar de variarem significativamente ao longo do dia. Relativamente aos colectores pluviais, os efeitos dinâmicos referidos podem ser já consideráveis na rede de colectores e, principalmente, nos subsistemas de escoamento superficial da bacia de drenagem, pelo que deverão ser considerados

¹ Assistente do Dep. de Eng. Civil, da Universidade de Coimbra

² Professor Associado do Dep. de Eng. Civil, do Instituto Superior Técnico

³ Professor Catedrático do Dep. de Eng. Civil, da Universidade de Coimbra

⁴ Professor Associado do Dep. de Eng. Civil, da Universidade de Coimbra

Para a análise hidráulica da rede de colectores são desenvolvidos dois modelos, um de dimensionamento e o outro de simulação hidráulica. O modelo de dimensionamento determina, com base em caudais característicos de cálculo (máximo $Q_{\text{máx}}$ e de auto-limpeza Q_{al}) e nas restrições hidráulico-sanitárias e construtivas, a gama de diâmetros comerciais utilizável, o domínio de inclinações, a que cada tubagem de diâmetro especificado pode ser instalada em perfil, e as características do escoamento, conhecida a respectiva colocação, admitindo nestes cálculos que o escoamento se possa considerar praticamente uniforme. O modelo de simulação, importante principalmente em sistemas de drenagem de grandes dimensões que transportam águas pluviais, pressupõe determinados os hidrogramas nos órgãos de entrada da rede de drenagem e efectua a análise hidráulica do escoamento com superfície livre nos colectores a jusante, calculando as ondas de progressão em escoamento gradualmente variável.

2 MODELO DE DIMENSIONAMENTO EM ESCOAMENTO UNIFORME

2.1 Equações básicas

No cálculo do escoamento com superfície livre, as leis de resistência mais utilizadas são a fórmula de Colebrook-White (principalmente na Europa Central e Reino Unido) e a equação de Manning-Strickler. Para secções circulares parcialmente cheias estas equações podem ser escritas, para o regime uniforme, da seguinte forma:

$$V = - [8 g D (\theta - \sin\theta)/\theta i_0]^{1/2} \times \log [k / (3,7 D (\theta - \sin\theta)/\theta) + 2,51 \nu / [D (\theta - \sin\theta)/\theta (2g D (\theta - \sin\theta)/\theta i_0)^{1/2}]] \quad (1)$$

$$V = K_s / 4^{2/3} D^{2/3} [(\theta - \sin\theta)/\theta]^{2/3} i_0^{1/2} \quad (2)$$

onde V é a velocidade média do escoamento na secção transversal (m/s), D o diâmetro do colector (m), i_0 o declive do fundo do canal (m/m), K_s o coeficiente de rugosidade de Strickler ($m^{1/3}s^{-1}$), k a rugosidade absoluta equivalente (m), θ o ângulo ao centro (rad), ν a viscosidade cinemática (m^2/s) e g a aceleração da gravidade (m/s^2). No caso da equação de Manning-Strickler, o coeficiente de rugosidade K_s para secções parcialmente cheias pode ser corrigido, relativamente ao coeficiente K_{s_t} para a secção cheia, por uma expressão do tipo geral:

$$K_s/K_{s_t} = A \theta^{2/3} (\theta - \sin\theta)^{-B} \quad (3)$$

com A e B constantes que tomam os valores de $A = 0,504$ e $B = 0,259$ para $h/D \leq 0,9$, segundo Camp, ou de $A = 0,611$ e $B = 0,351$ para colectores de pequenos diâmetros para $h/D \leq 0,86$, segundo Pomeroy (Pomeroy, 1967). Alternativamente, as curvas de Camp e Pomeroy podem ser descritas pelas equações:

$$V = 0,2 K_s D^{2/3} (\theta - \sin\theta)^{0,408} i_0^{1/2} \quad (4)$$

$$V = 0,243 K_s D^{2/3} (\theta - \sin\theta)^{0,316} i_0^{1/2} \quad (5)$$

Aplicando a equação da continuidade às quatro leis anteriores, vem para o caudal escoado Q

$$Q = - [g i_0 / 8 D^5 (\theta - \sin\theta)^3 / \theta]^{1/2} \times \log [k / (3,7 D (\theta - \sin\theta) / \theta) + 2,51 \nu / [D (\theta - \sin\theta) / \theta (2g D (\theta - \sin\theta) / \theta i_0)^{1/2}]] \quad (6)$$

$$Q = K_s / (8 \times 4^{2/3}) D^{8/3} (\theta - \sin\theta)^{5/3} \theta^{-2/3} i_0^{1/2} \quad (7)$$

$$Q = 0,025 K_s D^{8/3} (\theta - \sin\theta)^{1,408} i_0^{1/2} \quad (8)$$

$$Q = 0,030 K_s D^{8/3} (\theta - \sin\theta)^{1,316} i_0^{1/2} \quad (9)$$

2.2 Expressão analítica das condições hidráulico-sanitárias e construtivas

As formulações matemáticas das restrições hidráulico-sanitárias e construtivas normalmente consideradas, que condicionam o dimensionamento em perfil, são as seguintes:

-Altura máxima de escoamento - (h/D)_{máx} $\theta \leq 2 \text{ arc cos } (1-2 (h/D)_{\text{máx}})$ (10)

-Velocidade média máxima - V_{máx} $(\theta - \sin\theta) \geq 8 Q_{\text{máx}} / (D^2 V_{\text{máx}})$ (11)

-Velocidade média mínima - V_{mín} $(\theta - \sin\theta) \leq 8 Q_{\text{al}} / (D^2 V_{\text{mín}})$ (12)

-Poder de transporte mínimo - $\tau_{\text{mín}}$ $\gamma i_0 D/4 (\theta - \sin\theta)/\theta \geq \tau_{\text{mín}}$ ⁴ (13)

-Altura mínima de lâmina líquida - (h/D)_{mín} $\theta \geq 2 \text{ arc cos } (1-2 (h/D)_{\text{mín}})$ (14)

- Diâmetro mínimo - D_{mín} $D \geq D_{\text{mín}}$ (15)

- Inclinação máxima construtiva - i_{máxc} $i_0 \leq i_{\text{máxc}}$ (16)

- Inclinação mínima construtiva - i_{mínc} $i_0 \geq i_{\text{mínc}}$ (17)

2.3 Determinação dos diâmetros

O diâmetro mínimo, que pode escoar os caudais de cálculo em boas condições de funcionamento hidráulico, está limitado pelas condições máximas de velocidade média e inclinação construtiva para a altura máxima de escoamento, devendo satisfazer o seguinte sistema de inequações, utilizando a fórmula de Colebrook-White,

$$D \geq [8 Q_{\text{máx}} / (V_{\text{máx}} (\theta - \sin\theta))]^{1/2} \quad (18)$$

$$D \geq [8 Q_{\text{máx}}^2 / (g i_{\text{máxc}} \theta (\theta - \sin\theta)^{-3})]^{0,2} \times [- \log [k / (3,7 D (\theta - \sin\theta) / \theta) + 2,51 \nu / [D (\theta - \sin\theta) / \theta (2g D (\theta - \sin\theta) / \theta i_{\text{máxc}})^{1/2}]]]^{0,4} \quad (19)$$

$$D \geq D_{\text{mín}} \quad (20)$$

com $\theta = 2 \text{ arc cos } (1-2 (h/D)_{\text{máx}})$

Para a fórmula de Manning-Strickler, a Eq. (19) deverá ser substituída pela seguinte expressão:

$$D \geq [8 \times 4^{2/3} Q_{\text{máx}} / (K_s i_{\text{máxc}}^{1/2})]^{3/8} \theta^{1/4} / (\theta - \sin\theta)^{5/8} \quad (21)$$

em que K_s é calculado directamente da Eq. (3) para o valor de θ determinado, no caso de ser considerada a variação deste coeficiente com a altura líquida. As condições mínimas limitam superiormente o diâmetro. Na situação mais frequente de não ser exigida uma altura mínima de.

⁴ Expressão que tem por base a equação de Dubois, onde γ representa o peso volúmico da água residual.

escoamento, é contudo possível satisfazer as condições de auto-limpeza para qualquer diâmetro, bastando aumentar a inclinação do colector. Não havendo limitação hidráulica, há, no entanto, limitações de carácter económico que permitem definir a fronteira a partir da qual se torna desnecessária (ainda que possível) a consideração de novos diâmetros. Este aspecto é desenvolvido em pormenor em Diogo, 1989, na sequência do estudo que tem sido realizado nesta área de investigação. Na generalidade dos casos, o máximo diâmetro comercial para um dado colector é aquele que permite atingir $i_{mínc}$ com $(h/D)_{máx}$ para o caudal máximo, ou seja:

$$D = [8 Q_{máx}^2 / (g i_{mínc} \theta / (\theta - \sin \theta)^3)]^{0,2} \times [-\log \{ k / (3,7D (\theta - \sin \theta) / \theta) + 2,51 \nu / [D (\theta - \sin \theta) / \theta (2g D (\theta - \sin \theta) / \theta i_{mínc})^{1/2}] \}]^{-0,4} \quad (22)$$

com $\theta = 2 \arcsin (1 - 2 (h/D)_{máx})$

utilizando a fórmula de Colebrook-White, ou, considerando a fórmula de Manning-Stickler,

$$D = [8 \times 4^{2/3} Q_{máx} / (K_s i_{mínc}^{1/2})]^{3/8} \theta^{1/4} / (\theta - \sin \theta)^{5/8} \quad \text{com } \theta = 2 \arcsin (1 - 2 (h/D)_{máx}) \quad (23)$$

com K_s corrigido directamente na Eq. (3)

2.4 Limites de inclinação e características do escoamento

Num colector, de material e diâmetro conhecidos, que escoar um determinado caudal, a velocidade média aumenta com o declive e a altura da lâmina líquida diminui. A condição de velocidade máxima equivale a uma inclinação máxima $i_{máxv}$ e a de velocidade mínima a um declive mínimo $i_{mínv}$. Em oposição, à altura máxima de escoamento corresponde um limite inferior de inclinação $i_{mính}$ e à altura mínima um limite superior $i_{máxh}$. No caso do critério estabelecido para a auto-limpeza ser o de poder de transporte mínimo, como τ_0 aumenta com o declive, o seu valor crítico ocorre, tal como no critério da velocidade, para uma inclinação mínima $i_{mín\tau}$. Um colector satisfaz pois as restrições hidráulico-sanitárias desde que a sua inclinação, i_{col} , seja inferior aos limites máximos e superior aos limites mínimos enunciados, devendo pertencer ao domínio: $Máx (i_{mính}, i_{mínv}/\tau \cdot i_{mínc}) \leq i_{col} \leq Mín (i_{máxv}, i_{máxh}, i_{máx\tau})$.

Conhecidos os caudais de cálculo, o material e o diâmetro, cada restrição descrita pelas condições (10) a (14) determina um valor de θ (e a correspondente correcção K_s/K_{st}) que substituído numa das equações (6) ou (7), consoante a lei de resistência pretendida, permite determinar o limite de inclinação correspondente.

Determinado o diâmetro e o declive do colector, podem ser calculadas as características do escoamento em regime uniforme, nomeadamente altura líquida, velocidade média, poder de transporte e energia específica. Independentemente da lei de resistência utilizada, o ângulo ao centro θ e, conseqüentemente, a altura líquida não são explicitáveis, pelo que a sua determinação terá de ser efectuada mediante o recurso a processos iterativos numéricos com base nas equações (6) a (9). Obtido θ , a determinação das restantes características é imediata.

3 MODELAÇÃO EM REGIME VARIÁVEL

3.1 Integração numérica das equações de Saint-Venant- modelo dinâmico completo

O escoamento unidireccional gradualmente variável em colectores com superfície livre é descrito matematicamente pelas equações de Saint-Venant que podem ser representadas, no caso de canais prismáticos sem afluência de caudal lateral, quando consideradas como variáveis independentes a velocidade média na secção transversal V e a altura líquida h , da seguinte forma:

$$hm \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (24)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} - g [i_0 - J] = 0 \quad (25)$$

em que x é o comprimento ao longo do canal, t o tempo em segundos, J a perda de carga unitária (determinada pela lei de resistência dos escoamentos uniformes em função da velocidade média V , raio hidráulico R_h e coeficiente de rugosidade K_s ou k) e hm a altura média na secção transversal, definida como a relação entre a área líquida e a largura superficial:

$$hm = D/8 (\theta - \sin\theta) / \sin(\theta/2) \quad \text{com } \theta = 2 \arcsin(1 - 2h/D) \quad (26)$$

A solução numérica deste sistema de equações diferenciais pode ser obtida sobre uma grelha rectangular discreta de pontos no plano $x - t$, representada esquematicamente na Fig. 1, aproximando as derivadas parciais presentes nas equações por diferenças finitas através de um esquema implícito de integração de 4 pontos (x_i, t_j) , (x_{i+1}, t_j) , (x_i, t_{j+1}) , (x_{i+1}, t_{j+1}) , ponderado com $\eta = \Delta t_j' / \Delta t_j$. Os métodos implícitos de diferenças finitas avançam a solução do sistema de equações do instante j para o instante $j+1$ para todas as N discretizações espaciais consideradas x_i , com $i = 1, N$, e, ao contrário dos métodos explícitos, são incondicionalmente estáveis (para $0,5 \leq \eta \leq 1,0$) podendo os acréscimos de espaço Δx_i e de tempo Δt_j serem considerados independentemente (Chow, 1988), pois estão apenas limitados por requisitos de convergência (Froise, 1978). As derivadas espaciais $\partial V / \partial x$ e $\partial h / \partial x$ são aproximadas por:

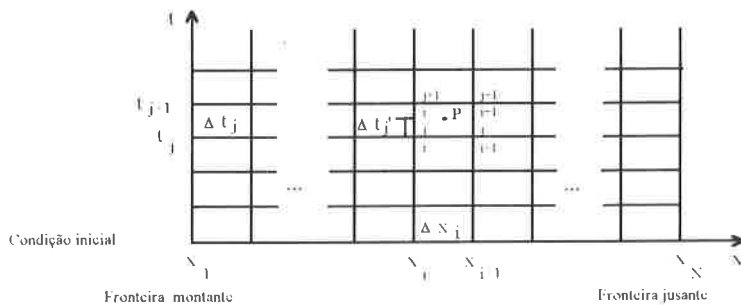


Fig. 1. Grelha rectangular discreta de pontos no plano $x - t$. Definição do esquema implícito de quatro pontos.

$$\partial V/\partial x = 1/\Delta x_i [\eta (V_{i+1}-V_i)^{j+1} + (1-\eta) (V_{i+1}-V_i)^j] \quad \text{e} \quad \partial h/\partial x = 1/\Delta x_i [\eta (h_{i+1}-h_i)^{j+1} + (1-\eta) (h_{i+1}-h_i)^j] \quad (27)$$

e as derivadas temporais $\partial V/\partial t$ e $\partial h/\partial t$ são estimadas pelas expressões

$$\partial V/\partial t = 1/(2\Delta t_j) [(V_i+V_{i+1})^{j+1} - (V_i+V_{i+1})^j] \quad \text{e} \quad \partial h/\partial t = 1/(2\Delta t_j) [(h_i+h_{i+1})^{j+1} - (h_i+h_{i+1})^j] \quad (28)$$

As variáveis independentes, V e h, e as variáveis dependentes, hm e Rh, são calculadas entre tempos adjacentes pelas seguintes expressões:

$$V_i = \eta/2 (V_i+V_{i+1})^{j+1} + (1-\eta)/2 (V_i+V_{i+1})^j \quad \text{e} \quad h_i = \eta/2 (h_i+h_{i+1})^{j+1} + (1-\eta)/2 (h_i+h_{i+1})^j \quad (29)$$

$$hm_i = \eta/2 (hm_i+hm_{i+1})^{j+1} + (1-\eta)/2 (hm_i+hm_{i+1})^j \quad \text{e} \quad Rh_i = \eta/2 (Rh_i+Rh_{i+1})^{j+1} + (1-\eta)/2 (Rh_i+Rh_{i+1})^j \quad (30)$$

Utilizando a lei de Manning-Strickler, a perda de carga unitária pode ser aproximada por:

$$J = V_i^{j+1} |V_i| / (Ks_i^2 Rh_i^{4/3}) \quad (31)$$

em que Ks_i pode ser corrigido com base na altura relativa h_i/D e no valor Ks_t (Eq. (3)).

Substituindo as expressões das derivadas parciais na equação da continuidade (1ª equação do sistema de Saint-Venant) resulta para o instante $j+1$ em cada secção i

$$C1_i h_i + C2_i V_i + C3_i h_{i+1} + C4_i V_{i+1} = C1_i \quad \text{para } i=1, N-1 \quad (32)$$

com

$$C1_i = [-\eta V_i + \Delta x_i / (2\Delta t_j)] \quad C2_i = [-\eta hm_i] \quad C3_i = [\eta V_i + \Delta x_i / (2\Delta t_j)] \quad C4_i = [\eta hm_i]$$

$$C1_i = [-(1-\eta) hm_i (V_{i+1}-V_i)^j - (1-\eta) V_i (h_{i+1}-h_i)^j + \Delta x_i / (2\Delta t_j) (h_i+h_{i+1})^j]$$

Substituindo do mesmo modo as expressões das derivadas parciais e da lei de resistência na equação da quantidade de movimento (segunda equação do sistema) vem para o instante $j+1$

$$M1_i h_i + M2_i V_i + M3_i h_{i+1} + M4_i V_{i+1} = M1_i \quad \text{para } i=1, N-1 \quad (33)$$

com

$$M1_i = [-g \eta] \quad M2_i = [\Delta x_i / (2\Delta t_j) - \eta V_i + g |V_i| \Delta x_i / (Ks_i^2 Rh_i^{4/3})] \quad M3_i = [g \eta] \quad M4_i = [\Delta x_i / (2\Delta t_j) + \eta V_i]$$

$$M1_i = [\Delta x_i / (2\Delta t_j) (V_i+V_{i+1})^j - (1-\eta) V_i (V_{i+1}-V_i)^j - g (1-\eta) (h_{i+1}-h_i)^j + g i_0 \Delta x_i]$$

O sistema de equações algébricas obtido (Eq. (32) e Eq. (33)) apresenta $2N-2$ equações a $2N$ incógnitas, sendo necessária a consideração de duas equações adicionais relativas às condições de fronteira nas extremidades do colector.

A condição de fronteira de montante ($i = 1$), em cada instante $j+1$, é determinada com base na equação de continuidade no nó a partir do conhecimento dos hidrogramas de entrada e dos hidrogramas de escoamento na extremidade de jusante dos tramos afluentes

$$V_i^{j+1} = [(\Sigma Q_k) / [D^2/8 (\theta_j - \sin \theta_j)]]^{j+1} \quad \text{com } \theta_j = 2 \arcsin (1-2h_j^{j+1}/D) \quad (34)$$

onde Q_k é o caudal afluente k proveniente dos troços a montante ou directamente dos ramais de sargetas. Admitindo que não há influência dos troços de jusante sobre os de montante, resulta para equação de fronteira a jusante ⁵ ($i = N$) a condição de escoamento uniforme

$$V_N^{j+1} = [Ks_N (D/4 (\theta_N - \sin\theta_N)/\theta_N)^{2/3} i_0^{1/2}]^{j+1} \quad \text{com} \quad \theta_N^{j+1} = [2 \arccos(1 - 2h_N/D)]^{j+1} \quad (35)$$

O sistema resultante (equações (32) (33) (34) e (35)), agora com $2N$ equações, permite determinar iterativamente por aproximações sucessivas as características do escoamento, altura da lâmina líquida h_i e velocidade média do escoamento V_i , em todas as secções discretizadas x_i no instante $j+1$ a partir do conhecimento das características do escoamento nas mesmas secções no instante anterior j . O início do processo dinâmico de simulação em regime variável requer o conhecimento de uma solução inicial não nula de escoamento em todas as secções consideradas no cálculo numérico. Para condição inicial anterior à precipitação e ao escoamento superficial é considerado um caudal de base pequeno, da ordem de grandeza dos caudais infiltrados, que se admite que se escoam em regime uniforme (com velocidade média e altura líquida constantes ao longo de cada trecho de colector).

3.2 Casos particulares. Modelos difusivo e cinemático

O modelo dinâmico completo implementado é eficiente em regimes lentos, podendo contudo apresentar problemas de convergência em regimes rápidos, tanto mais acentuados quanto maior o número de Froude do escoamento ⁶. Os problemas de convergência nestes casos dissipam-se quando se considera um modelo difusivo desprezando na equação da dinâmica as parcelas relativas às acelerações local ($\partial V/\partial t=0$) e convectiva ($\partial V/\partial x=0$). Adoptando o esquema de integração por diferenças finitas descrito no parágrafo anterior, os coeficientes da equação da dinâmica necessários à resolução do sistema por aproximações sucessivas são, neste caso particular,

$$M1_i = [-\eta] \quad M2_i = [|V_i| \Delta x_i / (Ks_i^2 Rh_i^{4/3})] \quad M3_i = [\eta] \quad M4_i = [0] \quad M5_i = [-(1-\eta)(h_{i+1}-h_i)^J + i_0 \Delta x_i]$$

Em situações excepcionais de escoamentos com números de Froude muito elevados, a convergência só é possível desprezando, ainda, na equação da dinâmica, o termo relativo às forças de pressão ($\partial h/\partial x = 0$), equivalente a admitir um modelo do tipo cinemático. A equação resultante $J = i_0$ é traduzida, neste caso, pelos coeficientes

$$M1_i = [0] \quad M2_i = [|V_i| / (Ks_i^2 Rh_i^{4/3})] \quad M3_i = [0] \quad M4_i = [0] \quad M5_i = [i_0]$$

⁵ Esta condição deverá ser estabelecida, no caso geral, a partir da equação de energia do escoamento no nó de jusante entre o colector afluente e o efluente.

⁶ O número de Froude nos escoamentos com superfície livre é frequentemente definido, no caso geral, por $F_r = V / (g \text{ hm})^{1/2}$.

4 EXEMPLO DE APLICAÇÃO DO MODELO DE SIMULAÇÃO

Comparam-se os caudais máximos obtidos pela aplicação da fórmula racional ao longo de um colector, para uma determinada bacia de drenagem a montante, com os resultantes do cálculo das ondas de progressão em regime variável em secções homólogas, admitindo o mesmo hidrograma triangular simétrico de entrada (implícito na formulação racional) na extremidade de montante do colector.

Admitindo a utilização de curvas I-D-F do tipo $i = a t^b$, em que i é a intensidade média máxima de precipitação, em mm/h, t o tempo de concentração, em minutos, e a e b parâmetros que dependem do período de retorno e da região pluviométrica ⁷, a fórmula racional clássica pode ser expressa por $Q_{\text{máx}} = C a t^b A / 3600$, onde C é o coeficiente de escoamento, A a área da bacia, em m², e $Q_{\text{máx}}$ o caudal máximo escoado, em l/s. A relação entre o caudal máximo numa determinada secção do colector (2) e o máximo na secção de entrada (1), para a mesma bacia drenada, é dada por $Q_{\text{max2}}/Q_{\text{max1}} = (t_2/t_1)^b$. Se se admitir o dimensionamento a secção cheia, como $t_2 = t_1 + L/V$, em que L é o comprimento entre as secções, vem, por aplicação da equação de Manning-Strickler,

$$Q_{\text{max2}}/Q_{\text{max1}} = [1 + 4^{(2/3)} L / (K_s D^{(2/3)} i_0^{0.5} t_1)]^b \quad (36)$$

Os tempos de concentração e os caudais máximos estimados na secção de montante para os diâmetros testados de 0,2, 0,4, 0,6, 1,0 e 2,0 para a secção cheia, admitindo uma inclinação mínima de 0,5 % (o armazenamento aumenta com a redução da inclinação) e um coeficiente de rugosidade $K_s = 75 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$, são os dados pela tabela da Fig. 2., que inclui ainda uma estimativa da ordem de grandeza da área média drenada em cada caso. Na mesma figura, apresentam-se os resultados da comparação entre as diversas curvas obtidas pela aplicação directa da Eq. (36) para $b = -0,55$, com os caudais máximos observados na simulação.

Para pequenos diâmetros e tempos de concentração a montante, os caudais calculados pelo método racional são claramente inferiores aos obtidos pela simulação. Para grandes diâmetros e tempos de concentração a situação pode inverter-se, mas as diferenças observadas são pouco significativas. A influência da forma do hidrograma de entrada, nomeadamente a assimetria e o desfazamento entre a ponta e o fim da chuvada, para o mesmo coeficiente de escoamento, podem actuar no sentido do incremento do caudal máximo observado, agravando a insegurança. Os resultados encontrados confirmam a ideia de que os efeitos dinâmicos de propagação, atenuação e amortecimento que influenciam decisivamente a formação do caudal máximo ocorrem fundamentalmente nos subsistemas de escoamento superficial da bacia de drenagem.

⁷ Em termos médios, no nosso País, os parâmetros tomam os valores de $a = 290$ e $b = -0,55$, para um período de retorno médio de 10 anos (LNEC, 1993 e Matos, 1987).

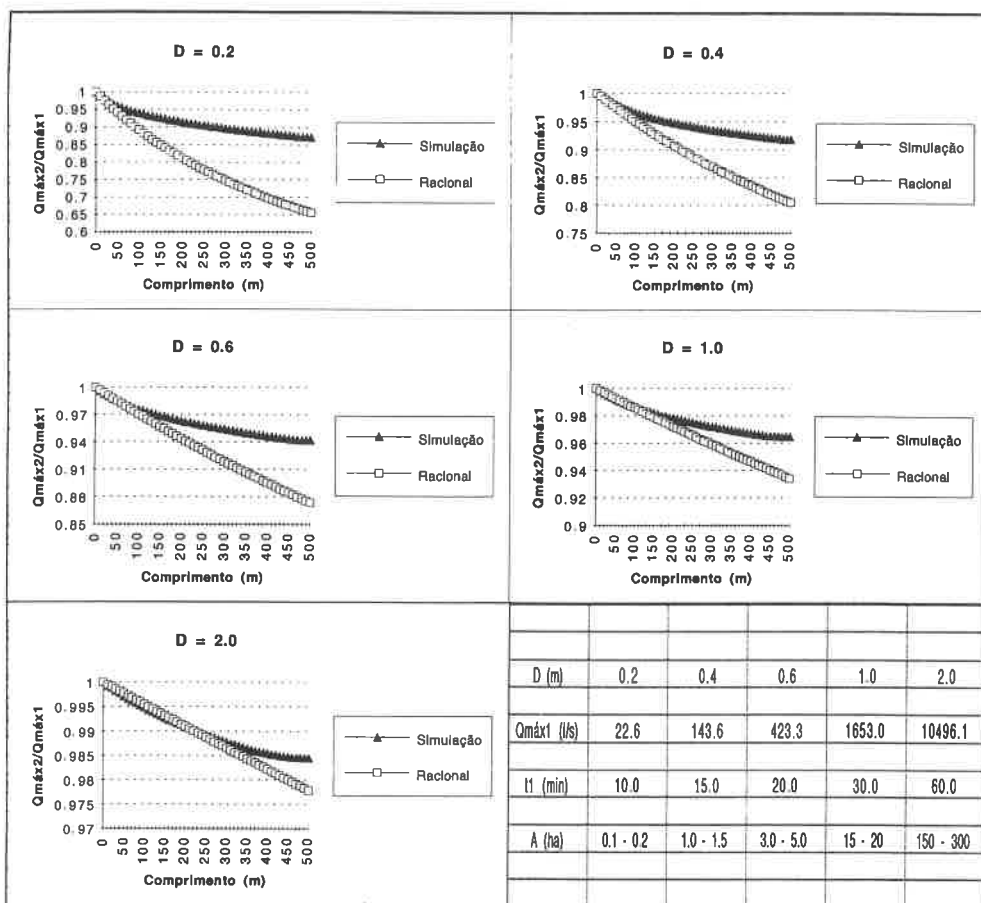


Fig. 2. Comparação entre os caudais máximos determinados pela fórmula racional clássica com os obtidos pela simulação em regime variável no colector, admitindo um hidrograma de entrada triangular simétrico.

5 CONCLUSÕES

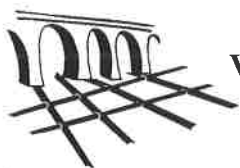
O modelo de dimensionamento proposto calcula, a partir da formulação matemática das restrições hidráulico-sanitárias e construtivas, para as diferentes leis de resistência consideradas, os diâmetros admissíveis, as inclinações limites e as características do escoamento em regime uniforme. Em alguns casos, as equações resultantes não são explicitáveis em ordem às variáveis que se pretendem determinar, situação frequente no caso de utilização da fórmula de Colebrook-White. Os resultados são independentes dos processos iterativos adoptados. A utilização dos métodos de Newton e das aproximações sucessivas, ou de ambos, consoante os casos, em um ou mais níveis de iterações, revelou-se eficiente.

O modelo de simulação dinâmico completo apresentado efectua a integração numérica das equações de Saint-Venant utilizando um esquema implícito de diferenças finitas de 4 pontos. O modelo converge sem restrições em regimes lentos, mas pode apresentar problemas de convergência em regimes rápidos, principalmente para números de Froude elevados. Nestes casos, propõe-se que se desprezem as acelerações local e convectiva na equação da dinâmica, admitindo-se um modelo do tipo difuso e, em casos extremos de elevadas velocidades de escoamento, ainda a parcela relativa às forças de pressão, admitindo-se um modelo cinemático.

No exemplo de cálculo apresentado, mostra-se que o método racional subestima os caudais máximos em colectores de pequenas bacias de drenagem resultando da sua aplicação valores inferiores aos máximos observados em secções homólogas na simulação das ondas de progressão em regime variável.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida, A.B. (1983), "Análise Hidráulica de Colectores de Águas Pluviais", Seminário 290, LNEC, Vol. 2, Lisboa, 27-89.
- ASCE; WPCF (1982), "Gravity Sanitary Sewer Design and Construction", Manual Nº 60, New York.
- Costa, P.C. (1983), "O Método Racional Generalizado. Princípios Conceptuais, Domínio de Aplicação e Resultados", Seminário 290, LNEC, Vol. 1, Lisboa, 129-141.
- Chow, V. T. et al (1988), Applied Hydrology, Mc Graw-Hill, New York.
- Diogo, A.M.A.F. (1989), Optimização de Sistemas Urbanos de Drenagem, Provas de Aptidão Pedagógica e Capacidade Científica, FCTUC, Coimbra.
- Diogo, A.M.A.F. (1993), Concepção e Dimensionamento de Redes de Drenagem de Águas Residuais Comunitárias e Pluviais, Apontamentos de hidráulica urbana, FCTUC, Coimbra.
- Froise, S. and Burges, S.J. (1978), "Least-coast Design of Urban-drainage Networks", Journal of the Water Resources Planning and Management Division, ASCE, Vol 104, Nº WR1, 75-92.
- LNEC - CSOPT - MOPTC (1993), Seminário sobre o Projecto de Regulamento Geral de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais, Título III, Lisboa.
- Matos, M.R.S.G. (1987), Métodos de Análise e de Cálculo de Caudais Pluviais em Sistemas de Drenagem Urbana, Tese para obtenção do grau de especialista, LNEC, Lisboa.
- Pomeroy, R. D. (1967). "Flow Velocities in Small Sewers", Journal of the Water Pollution Control Federation. Vol. 39, nº 9, 1525-1548.
- Ponce.V.M. et al (1978), "Convergence of Four-point Implicit Water Wave Models". Journal of the Hydraulics Division. ASCE, Vol. 104, Nº HY7, 947-958.
- Sousa, E. R. (1983). "Técnicas de Simulação em Sistemas de Águas Pluviais", Seminário 290. LNEC. Vol. 2, Lisboa. 91-134.



VII ENaSB - Encontro Nacional de Saneamento Básico
Coimbra - 14 a 16 de Fevereiro de 1996

Influência da vegetação aquática em canais de drenagem de águas pluviais

Helena C.V.S.P. Morais ¹⁾, Fernanda A.S. Silva ²⁾ e João L.M.P. de Lima ³⁾

*Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Univ. de Coimbra,
Coimbra, Portugal*

RESUMO

A drenagem urbana de águas pluviais pode ser feita por canais a céu aberto, dependendo prioritariamente da natureza da área a drenar e da topografia do terreno. Com o crescimento sazonal da vegetação aquática os canais têm a sua capacidade de transporte alterada. Neste artigo analisa-se o efeito da vegetação aquática em canais de drenagem de águas pluviais, tendo em vista a gestão e o dimensionamento bio-hidráulico. Apresentam-se igualmente medições de campo efectuadas em dois canais de drenagem no Baixo Mondego.

INTRODUÇÃO

A drenagem urbana de águas pluviais pode ser feita basicamente por canais com escoamento em superfície livre ou por condutas fechadas que podem funcionar em pressão ou em superfície livre. A escolha de canais ou condutas depende fortemente das condições locais e de factores económicos. As condutas são mais higiénicas e seguras e reduzem a possibilidade de descargas ilegais de águas residuais e resíduos sólidos. Nos canais as operações de manutenção

¹⁾ Licenciada em Biologia (FCTUC), Bolseira de Doutoramento da JNICT.

²⁾ Engenheira Civil (FEUP) do GAT de Arganil, Aluna do Mestrado em Hidráulica e Recursos Hídricos da FCTUC.

³⁾ Engenheiro Civil (FCTUC), Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da FCTUC.

e limpeza têm de ser mais frequentes devido ao maior transporte sólido e crescimento de vegetação aquática. Por outro lado, a limpeza de canais é muito mais fácil e não requer equipamento específico.

Canais a céu aberto têm sido muitas vezes utilizados em sistemas separativos de drenagem de águas pluviais de aglomerados urbanos, devido aos seus baixos custos de construção e de manutenção. Em zonas planas, poderão ser igualmente usados para o armazenamento temporário das águas pluviais. Relativamente às características físicas da zona de implantação, a topografia, surge, em geral, como o principal condicionante na utilização deste tipo de canais. Embora os canais ocupem espaço urbano, envolvendo sempre custos adicionais apreciáveis, eles podem ser igualmente importantes no aspecto recreativo, na melhoria da qualidade da água e no aspecto estético, quando integrados em zonas habitacionais. Canais e bacias de retenção húmidas podem dar uma identidade diferente a uma zona residencial suburbana. Esta solução tem sido utilizada com sucesso em países como a Holanda, Alemanha e os Estados Unidos da América (e.g., Baumaní e Ackermann, 1993; Mylkema et al., 1993; Havlick, 1995).

Com o crescimento sazonal da vegetação aquática, os canais de drenagem têm a sua capacidade de transporte alterada. Este fenómeno implica operações de manutenção e limpeza com vista a manter a capacidade de transporte de projecto do canal.

O dimensionamento de canais de drenagem é geralmente baseado no caudal de dimensionamento, velocidade máxima permissível e altura de segurança. Para o cálculo das dimensões necessárias do canal geralmente usa-se um único valor de caudal de dimensionamento e um único coeficiente de atrito. Este procedimento pressupõe um crescimento mínimo da vegetação aquática nos períodos de caudal máximo e a sua tolerância apenas nos períodos secos.

Neste artigo apresentam-se resultados de campanhas de medição em dois canais de drenagem do Baixo Mondego, infestados por vegetação aquática.

DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO ESCOAMENTO

O escoamento da água num canal é influenciado principalmente pelos seguintes factores:

- (1) dimensões do canal (largura, profundidade e forma da secção transversal);
- (2) gradiente hidráulico;
- (3) resistência ao escoamento (rugosidade hidráulica das paredes e fundo do canal, distribuição espacial de plantas aquáticas e variação longitudinal das secções transversais e respectivo alinhamento).

A vegetação retarda o escoamento, em superfície livre, devido a uma perda de carga

adicional induzida pela turbulência e por forças de atrito no líquido em movimento. Dada a complexidade do escoamento através da vegetação e a enorme variedade de condições presentes, é praticamente impossível a construção de um modelo de escoamento baseado somente em considerações teóricas. Por isso, a maioria dos trabalhos elaborados no passado foram empíricos ou semi-empíricos.

A rugosidade aparece normalmente expressa, na literatura, através de um único parâmetro. Assim, na prática, o engenheiro hidráulico utiliza equações do tipo da equação de Manning para descrever o escoamento permanente uniforme em superfície livre:

$$U = \frac{Q}{A} = \frac{1}{n} R^{2/3} J^{1/2}, \text{ onde } R = \frac{A}{P} \text{ e } U = \frac{\int_A u dA}{A} \quad (1)$$

onde: U = velocidade média (m/s), Q = caudal (m³/s), A = secção molhada (m²), n = Coeficiente de Manning (s/m^{1/3}), R = raio hidráulico (m), P = perímetro molhado (m), J = perda de carga contínua (-), e u = componente longitudinal da velocidade num ponto qualquer da secção transversal (m/s).

O parâmetro n é muito variável e depende de vários factores como a velocidade de escoamento e a área obstruída, distribuição espacial da vegetação aquática, rugosidade das fronteiras sólidas e propriedades estruturais associadas às folhas e caules da vegetação aquática. Assim, a utilização de mais parâmetros característicos para os vários tipos de plantas aquáticas parece ser o procedimento a adoptar.

Na literatura observa-se que são apresentadas várias equações de dois parâmetros, como, por exemplo, a equação seguinte que utiliza parâmetros adimensionais (Ieperen e Herfst, 1986; Lima e Pradhan, 1986):

$$J = \left(\xi \frac{m d l}{A L} + \frac{\lambda}{R} \right) \frac{U^2}{2g} \quad (2)$$

onde: ξ = coeficiente de arrastamento das plantas aquáticas (-), m = número de caules (-), d = diâmetro médio dos caules (m), l = altura média dos caules dentro da secção transversal (m), L = comprimento do troço de canal (m), e λ = factor de resistência ou coeficiente de Darcy-Weisbach (-).

Os coeficientes n e ξ são função do Número de Reynolds (Ieperen e Herfst, 1986; Lima e Pradhan, 1986):

$$Re = \frac{UD}{\nu} \quad (3)$$

onde: ν = viscosidade da água (m^2/s), D = comprimento característico (m), nos escoamentos em superfície livre é normalmente considerado igual ao raio hidráulico, R (Chow, 1949). Em paralelo, alguns autores (e.g., Ieperen e Herfst, 1986; Lima e Pradhan, 1986) utilizam, no caso de escoamentos em canais com vegetação, o diâmetro médio dos caules da vegetação.

A equação (2) deveria só ser utilizada quando a vegetação tiver um caule submerso bem definido, como é, por exemplo, o caso do caniço (*Phragmites australis*). Contudo, com algumas modificações pode ser adaptado a outros tipos de vegetação aquática.

Outro coeficiente que traduz a perturbação das infestantes no escoamento é o coeficiente de Coriolis ou coeficiente de correcção da energia cinética que é dado pela equação:

$$\alpha = \frac{\int_A u^3 dA}{U^3 A} \quad (4)$$

MEDIÇÕES DE CAMPO

Os parâmetros que expressam a resistência ao escoamento só podem ser determinados através de medições de campo que deverão ser feitas para várias condições hidráulicas e diferentes infestantes aquáticas. Foi este um dos objectivos das medições de campo efectuadas desde 1992 em dois canais de drenagem do Baixo Mondego - canal de Pereira e canal Seiçal. O trabalho de campo incluiu levantamentos topográficos e medições de parâmetros hidráulicos e botânicos. Em particular, as medições de velocidade foram efectuadas com uma sonda de velocidade electromagnética. Com este equipamento foi possível medir a velocidade pontual do escoamento, em qualquer ponto da secção transversal, mesmo em zonas pouco profundas, entre vegetação aquática densa, e com grande transporte de sedimentos em suspensão.

RESULTADOS

O crescimento de infestantes aquáticas em canais reduz a sua capacidade de transporte e provoca um aumento nos níveis de água bem como uma diminuição da velocidade média de escoamento (Fig. 1). A percentagem de ocupação da secção transversal, referida na Fig. 1, é definida pela relação entre a área infestada da secção e a área molhada da mesma secção. Eventualmente poderão ocorrer condições inaceitáveis de saturação do solo em redor do canal e consequente subida da toalha freática ou, até, a inundação das zonas circundantes.

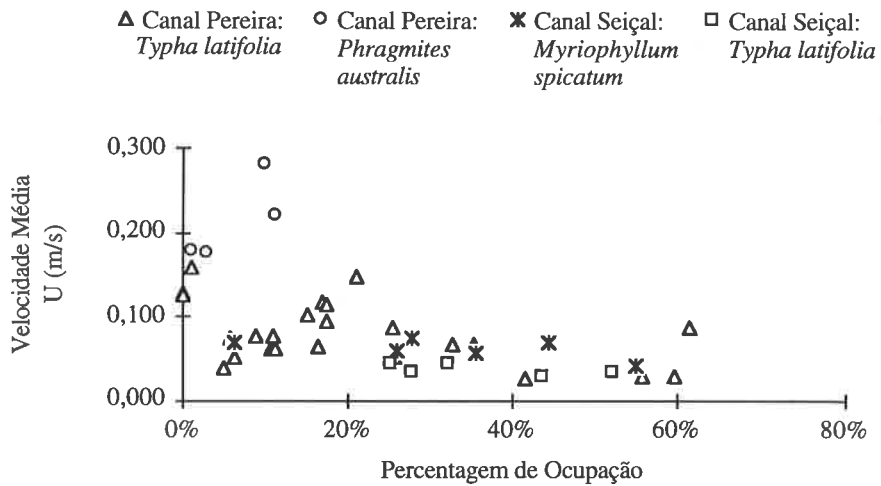


Fig. 1. Relação entre a velocidade média de escoamento e a percentagem de ocupação da secção transversal, em canais de drenagem no Baixo Mondego.

As espécies infestantes aquáticas observadas que, quer pelas suas características, quer pela sua quantidade podem afectar negativamente o escoamento em canais, foram as seguintes (Fig. 2 e Quadro 1):

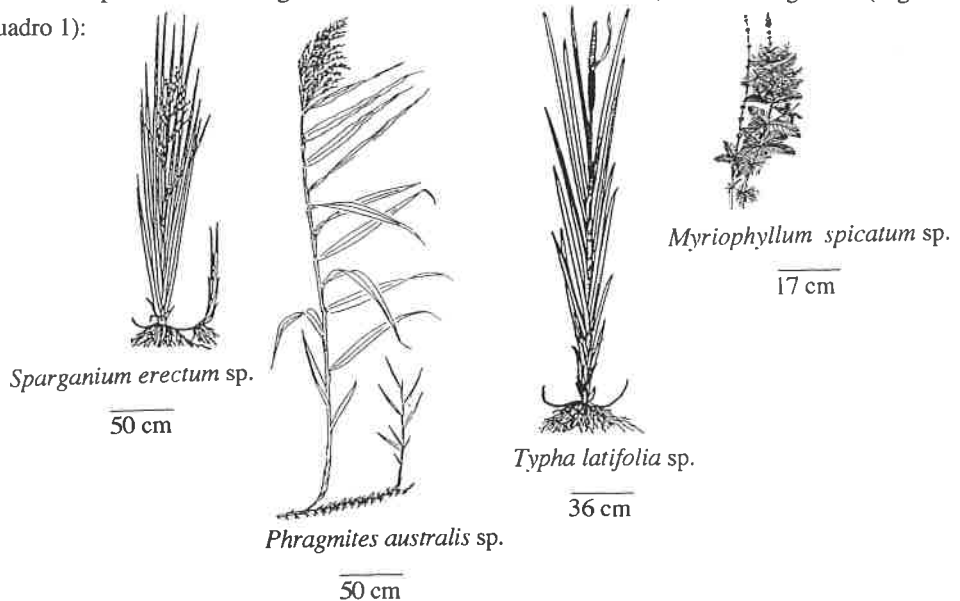


Fig. 2. Esquema das infestantes aquáticas que mais afectam os canais de drenagem do Baixo Mondego.

Quadro 1. Características das infestantes aquáticas estudadas no Baixo Mondego

Parâmetro		Vegetação Aquática		
		<i>Phragmites</i> sp.	<i>Myriophyllum</i> sp.	<i>Typha</i> sp.
Densidade	pl/m ²	7 - 12	70 - 90	3 - 50
Diâmetro do Caule	mm	14 - 28	25	26 - 38
Número de Folhas	-	7 - 32	n. d.*	8 - 14
Altura	m	1,1 - 2,6	0,15 - 0,41	1,2 - 1,4

* Não determinado

As medições efectuadas em canais de drenagem do Baixo Mondego conduziram aos seguintes resultados para a resistência ao escoamento (Quadro 2):

Quadro 2. Valores obtidos para os coeficientes de atrito em canais de drenagem do Baixo Mondego

Parâmetro		Vegetação Dominante no Troço de Canal		
		<i>Phragmites</i> sp.	<i>Myriophyllum</i> sp.	<i>Typha</i> sp.
Coef. de Manning n (s/m ^{1/3})	Máx.	0,054	0,249	0,288
	Min.	0,039	0,163	0,052
Coef. Arrastamento Vegetação ξ (-)	Máx.	5,082	26,839	5,639
	Min.	0,624	0,865	0,296

Vários autores apresentam a relação entre a percentagem de ocupação da vegetação aquática e o coeficiente de Manning (Pieters e Flach, 1966; Nitschke, 1983; Pitlo, 1990) (Fig. 3). A variação do coeficiente de Manning observada para uma dada percentagem de ocupação é inaceitável em termos de projecto. Assim, com uma ocupação próxima de 40% o valor de n varia entre 0,05 e 0,28 (ver tracejado da Fig. 3). Este facto vem pôr em causa a utilização do coeficiente de Manning no dimensionamento de canais com vegetação.

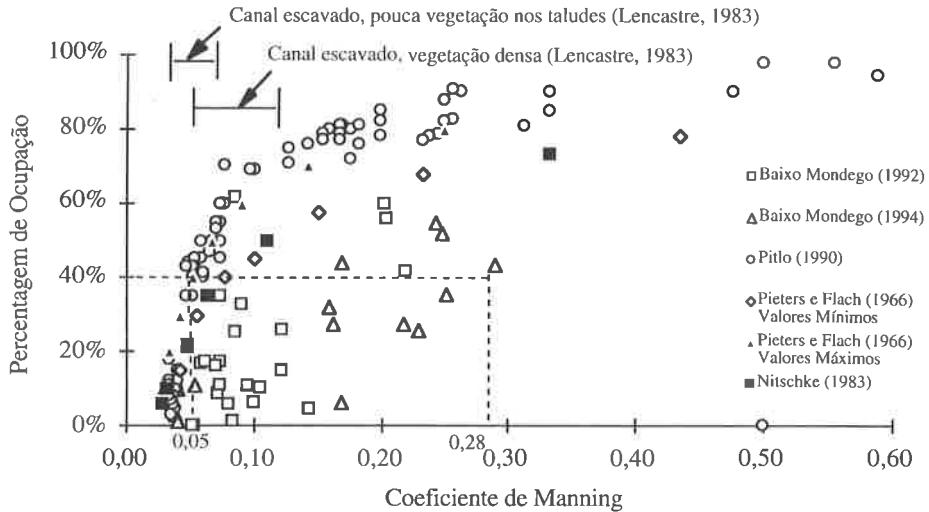


Fig. 3. Relação entre a percentagem de ocupação da vegetação e o coeficiente de Manning, obtida por vários autores em canais e linhas de água com profundidades entre 0,5 e 14 m e velocidades entre 0,05 e 0,25 m/s. As medições efectuadas no Baixo Mondego foram feitas para profundidades entre 0,2 e 0,8 m e velocidades entre 0,03 e 0,30 m/s.

Em escala logarítmica o coeficiente de Manning varia linearmente em função da velocidade média (Fig. 4):

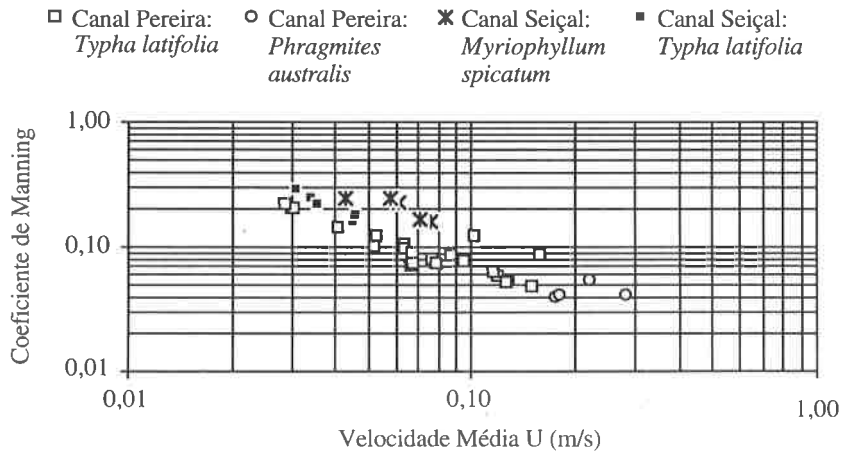


Fig. 4. Coeficiente de Manning em função da velocidade média de escoamento nos canais de Pereira e Seiçal.

A Fig. 5 mostra duas secções transversais de canais do Baixo Mondego. Nos perfis transversais de velocidade, observam-se velocidades mais baixas nas zonas infestadas.

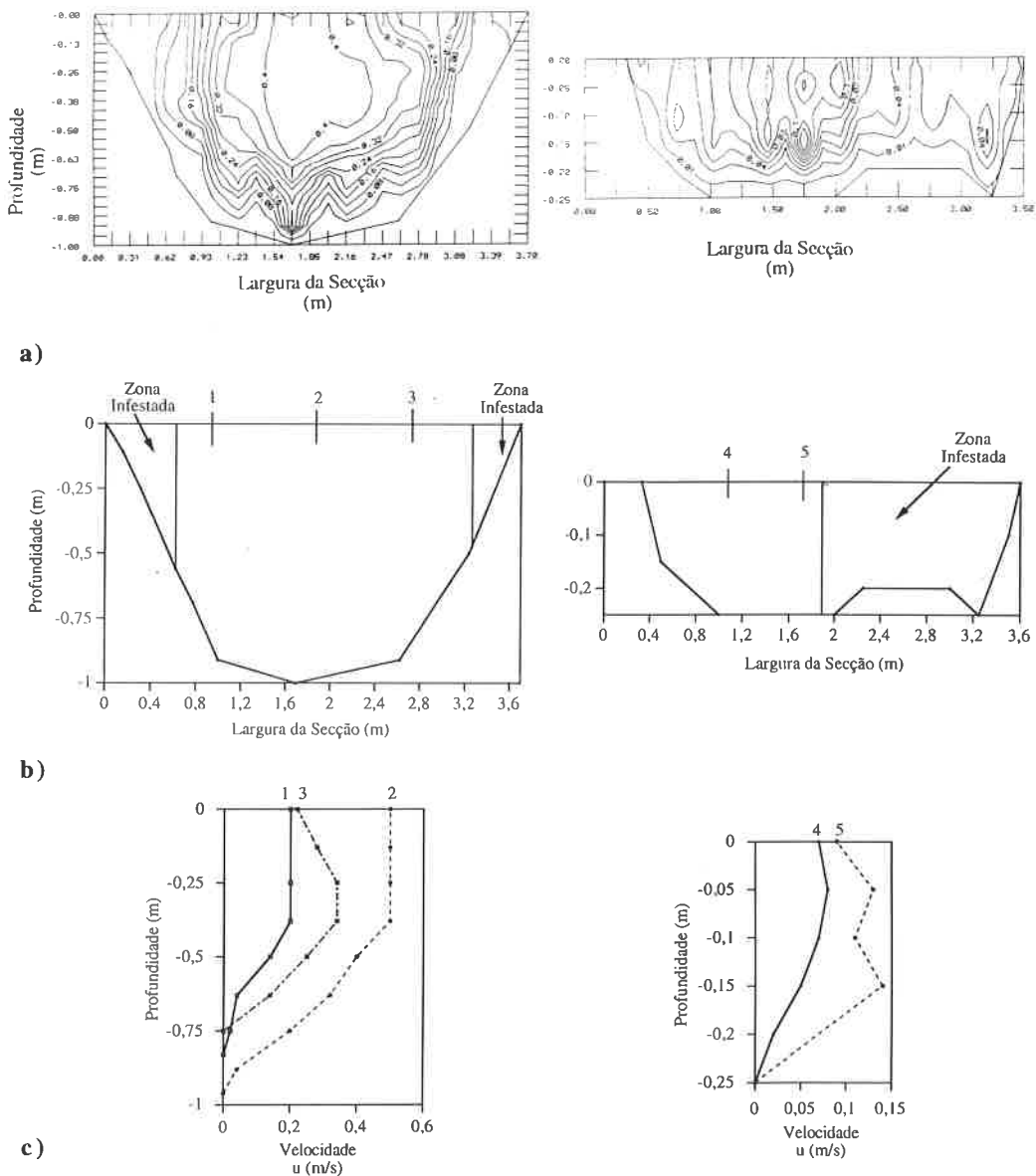


Fig. 5. Distribuição da velocidade em duas secções transversais do canal Pereira (à esquerda) e do canal Seival (à direita): a) perfis transversais de velocidade (m/s); b) distribuição das infestantes na secção transversal e c) perfis de velocidades nas verticais indicadas em b).

Na Fig. 6 apresentam-se os valores do coeficiente de Coriolis em função da percentagem de ocupação da secção. Para percentagens de ocupação elevadas observam-se valores muito elevados do coeficiente de Coriolis, causados pela distribuição irregular da velocidade.

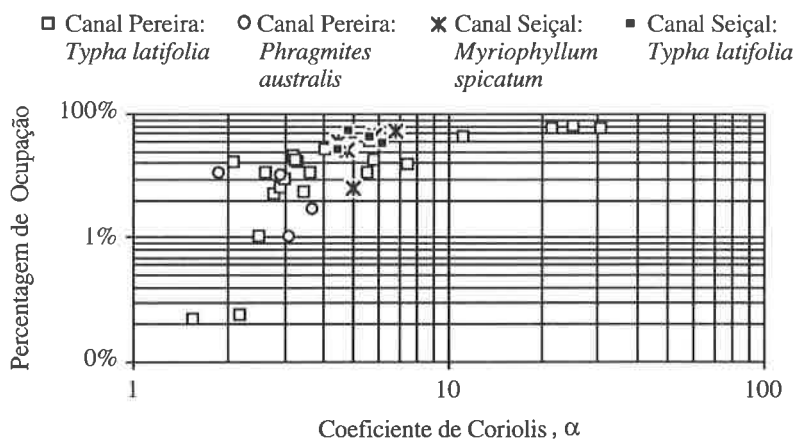


Fig. 6. Percentagem de ocupação da secção em função do coeficiente de Coriolis, nos canais Pereira e Seiçal.

CONCLUSÕES

(1) Presentemente ainda não é possível fazer uma estimativa correcta dos coeficientes de resistência em canais infestados por diferentes tipos de vegetação aquática. É ainda necessário efectuar trabalhos de campo para diversas condições de escoamento bem como para diversos tipos de vegetação.

(2) Os resultados obtidos em medições efectuadas em dois canais de drenagem do Baixo Mondego com espécies distintas vem reforçar a importância da variabilidade morfológica das espécies. Assim, o estudo da resistência de vegetação aquática ao escoamento é dificultado pela frequente insuficiente descrição dos métodos que caracterizam a vegetação num determinado local (e.g., densidade, distribuição espacial, variação temporal e características morfológicas).

(3) O escoamento através de canais densamente infestados por plantas aquáticas apresenta, nas partes mais atingidas da secção transversal, zonas de águas quase paradas. Isto leva ao aparecimento de coeficientes de Coriolis elevados. Pode-se assim pôr em causa a representatividade de dados hidráulicos médios de secções transversais (i.e., velocidade média, raio hidráulico, secção molhada, profundidade da água, etc.) quando a variação espacial da velocidade é excessiva.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Baumann, D. and Ackerman, D. (1993), "Principles of drainage in the city of Hamburg - use of infiltration and open drainage systems instead of storm-water canalization", *International Workshop - The Role of Water in Urban Planning*, Wageningen, The Netherlands, 8 p.

Chow, V. T. (1959), *Open Channel Hydraulics*, McGraw-Hill, New York.

Havlick, S. W. (1995), "Designing for Tragedy or Survival", *Landscape Architecture*, 85 (7), 37 - 39.

Hylkema, J. L., Roos, C. and Veeningen, R. (1993), "Can we put more ecology in urban waters?", *International Workshop - The Role of Water in Urban Planning*, Wageningen, The Netherlands.

Ieperen, H.J. van and Herfst M.S. (1986), "Laboratory experiments on the flow resistance of aquatic weeds," In: *Hydraulic Design and Water Resources Engineering: Land Drainage*, Proceedings of the 2nd International Conference, editors: Smith and Rycroft, Southampton University, U.K, 281 - 291.

Lencastre, A. (1983), *Hidráulica Geral*, Hidroprojecto, Lisboa.

Lima, J.L.M.P. de and Pradhan T.M.S., 1986. "Flow resistance of aquatic weeds in ditches: measurements 1986", Department of Hydraulics and Catchment Hydrology, Wageningen, Agricultural University of Wageningen, Report nº 76.

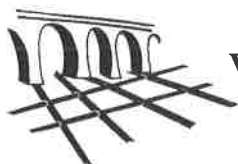
Nitschke, E. (1983), "The influence of overgrowing with herbs on hydraulic parameters of agricultural outfalls and ditches", *Proc. 20th Congress Int. Assoc. of Hydraulic Resources*, Moscow, 327 - 329.

Pieters, J. and Flach, A. J. (1966), "Resultaten van Wandruweidmetingen in een aantal Leidingen van het waterschap 'De Oostermoersche Vaart' in Drenth", Wageningen, ICW, Nota 300.

Pitlo, R.H. (1990), "Oversizing and reduced maintenance in relation to aquatic plant growth and flow resistance," *Proceedings of the EWRS, 8th Symposium on - Aquatic Weeds*, 167 - 172.

APÊNDICE - DESIGNAÇÕES DAS INFESTANTES REFERIDAS NO TEXTO

Nome Genérico	Nome Específico	Nome Comum
<i>Myriophyllum</i> sp.	<i>Myriophyllum spicatum</i> L.	Pinheirinha-de-água
<i>Typha</i> sp.	<i>Typha latifolia</i> L.	Tábua larga, tabua
<i>Sparganium</i> sp.	<i>Sparganium erectum</i> L.	Taborrão
<i>Phragmites</i> sp.	<i>Phragmites australis</i> (Cav.) Trin. ex. Steudel	Caniço



VII ENaSB - Encontro Nacional de Saneamento Básico
Coimbra - 14 a 16 de Fevereiro de 1996

SANEAMENTO DA COSTA DO ESTORIL

Objectivos e Resultados

P. Celestino da Costa¹, M.L. Bénard Guedes¹, J. Saldanha Matos², Soares
Pereira³

Av. da Liberdade, 177-2º - 1250 LISBOA, Portugal

RESUMO

Desde o início das intervenções, nos anos trinta, que o objectivo principal das obras de Saneamento da Costa do Estoril foi sempre o de libertar as praias da região da contaminação por esgotos.

Este desiderato só foi atingido plenamente com a realização das obras que se descrevem e justificam na presente comunicação.

INTRODUÇÃO

O chamado Sistema de Saneamento ou de Águas Residuais da Costa do Estoril, tem sido ao longo dos anos objecto de várias notícias e informações das quais destacamos, para o fim desta comunicação, as seguintes:

- a) Saneamento da Costa do Estoril - 1994, publicação editada pelo Gabinete de Saneamento Básico da Costa do Estoril (Costa do Estoril 1994).

¹ Engenheiros Civis, DRENA. Av. da Liberdade, 177-2º. 1250 LISBOA; ²Consultor, DRENA. Av. da Liberdade, 177-2º . 1250 LISBOA; ³Gabinete de Saneamento Básico da Costa do Estoril, agora NAOSCE (INAG)

- b) «The Costa do Estoril Wastewater System: Interception, Inland Pre-treatment and Ocean Treatment - 1992».

Na primeira destas publicações indicam-se as características principais da obra construída e a construir e ilustram-se as diferentes características do sistema (Interceptor Geral, Tratamento Preliminar, Emissário Submarino, Estações Elevatórias, Colectores Afluentes e Monitorização).

A segunda publicação é a comunicação apresentada na Conferência Especializada realizada em Lisboa, em 20-22 de Novembro de 1991, na Fundação Gulbenkian, sobre «Marine Disposal Systems» e incluída nos Proceedings dessa Conferência (COSTA et. al, 1992).

A ideia geral que presidiu à concepção do sistema que foi realizado é conhecida: levar todos os esgotos para fora da Baía de Cascais, libertando, assim, por omissão, todas as praias de contaminação por esgotos e integrando o efluente final no ambiente, através de difusores submarinos, com impactes ambientais mínimos ou nulos.

Os resultados conseguidos com a 1ª fase das obras (Carcavelos - Cascais) satisfazem perfeitamente os objectivos propostos:

- a) as praias e as águas oceânicas da região mormente as da baía de Cascais estão radicalmente libertas de poluição por águas residuais urbanas (salvo acidente ou má condução);
- b) a dispersão da pluma nas águas oceânicas, por mais alta temperatura das águas superficiais insoladas, faz-se por campo de dispersão mergulhado não detectável à superfície, durante a maior parte do ano, com abaixamento drástico dos índices de poluição a curta distância do difusor.

ANTECEDENTES

Nos anos 30, a C.M. de Cascais instalou redes de colectores separativos domésticos em vários aglomerados e chegou mesmo a instalar uma estação de tratamento biológico nas arribas da praia da Parede.

Esta estação da Parede (instalada onde é hoje o restaurante Sargo), o seu insucesso resultou do que se pode chamar a ingénua facilidade de aceitar que tudo o que é «moderno» é «apropriado». As estações de tratamento secundário ou biológico são ainda hoje dispositivos essenciais para a despoluição de cursos de água, onde é crucial reduzir a CBO (carência bioquímica) e os SS (sólidos em suspensão). Mas sempre reduziram muito pouco a contaminação bacteriana.

Nos anos 60, o Estado, através da então Direcção Geral dos Serviços de Urbanização, resolveu encarregar-se ele próprio de fazer o projecto de um novo sistema geral de esgotos para a região. Mas logo no início do funcionamento o novo sistema já deitava por fora. Foi crucial, para tal resultado, a decisão burocrática de reduzir de 5 a 10 cms os diâmetros dos colectores para se ficar dentro do orçamento ministerialmente aprovado. Além disso, as previsões de aumento populacional falharam completamente face ao aumento que efectivamente se registou nesses anos 60.

No início dos anos 70, o Ministro das Obras Públicas ordenou aos Serviços de Salubridade da referida Direcção Geral que organizassem dois concursos entre projectistas, um destinado à concepção de um novo sistema a construir em vários anos e outro destinado a obras de beneficiação imediata, dado o descalabro da situação existente.

O primeiro signatário, ainda em nome individual, ganhou esses dois concursos, por decisão unânime do júri, sediado no Conselho Superior de Obras Públicas.

O ANTEPROJECTO DE 1971

O referido concurso foi aberto para apresentação de soluções, concretizadas a nível de Anteprojecto. O Anteprojecto ganhador considerou cinco soluções básicas:

Solução A («Tudo à Guia»). Foi a preferida pelo júri e a que teve realização, baseada na ideia, já atrás referida, de levar a totalidade dos esgotos da região interessada (Algés-Cascais) para fora da baía de Cascais. As condições topográficas, se bem aproveitadas, permitiam que o transporte das águas residuais de quase todo o sistema se fizesse graviticamente por colector instalado em túnel na maior parte do seu percurso. O desagúe final era previsto por emissário submarino, utilizando as técnicas desenvolvidas pelos engenheiros de Los Angeles nos anos 50.

Solução B («Concelhia»). Procurou-se encontrar soluções praticamente independentes para cada um dos 3 concelhos interessados (Oeiras, Cascais e Sintra), mas sacrificando a qualidade das águas das pequenas ribeiras da região.

Solução C («Guia e Laje»). Praticamente consideraram-se dois sistemas: um até à Laje, com estação de tratamento e emissário submarino correspondente e a outra idêntica à «A»..

Solução D. Era uma solução prevista para o caso de não haver dinheiro para uma ampla solução geral. Era, de certo modo, o aproveitamento da solução de «beneficiação imediata» já referida, ampliada e melhorada no grau de tratamento prévio.

Solução E («Guja e Jamor»). O sistema de Cascais incluiria a bacia da Laje e o resto sofreria tratamento no vale do Jamor, com lançamento final por emissário submarino estuarino.

Podemos dizer que a adopção, em todas as 5 soluções apresentadas, de sistemas para Cascais sem qualquer descarga na baía, é hoje plenamente confirmada pelo conhecimento do regime de correntes na região. Como se explica na segunda publicação referenciada (COSTA 1992), a baía de Cascais é, de facto, uma zona de transição entre o regime estuarino (onde as águas correm, na vazante e na enchente, a velocidades de 1 e 2 m/s e mais) e a situação oceânica (onde a velocidade das correntes é geralmente menor que 0,2 m/s). O lado leste da baía é fortemente afectado pelos movimentos estuarinos, e podem-se desenvolver correntes do mar para a terra de 0,7 m/s e mais. No lado oeste da baía, pelo contrário, as velocidades tendem a anular-se formando-se uma zona morta, com pequena renovação de águas, chegando a haver sinais de eutrofização (excesso de algas).

Quanto a descargas em águas estuarinas os seus efeitos podem, hoje, melhor entender-se com a percepção de que implicam uma área de dispersão com índices de poluição ainda elevados coincidentes ou sobrepostos com áreas de desportos náuticos.

No novo Regulamento Geral de Águas e Águas Residuais (RGAAR, 1995) indica-se claramente que, face à pouca capacidade de redução bacteriana conseguida com os tratamentos primários e secundários, deve recorrer-se a soluções análogas às indicadas para o lançamento de efluentes no mar, mas tendo em atenção que, em corpos de água limitados, é mais difícil evitar a sobreposição de áreas de dispersão com áreas de utilização (Anexo XIII e Artº 191º).

A concepção do Anteprojecto de 1971 revela-se assim actual, pois não faz descargas nas águas oceânicas da baía, evitando áreas de pouca renovação ou de correntes mar-terra e evita descargas nas águas estuarinas não originando sobreposições de áreas de dispersão com áreas de utilização.

AVERIGUAÇÕES EXPERIMENTAIS

Embora nem as condições do concurso, nem a orientação dos Serviços, o exigissem, o autor do projecto propôs que, antes da elaboração dos projectos de execução, se efectuassem um certo número de averiguações experimentais. Estas averiguações constaram de:

Medições directas de caudais e análises das características dos efluentes em vários locais; reconhecimento geológico de todo o percurso do interceptor, com sondagens geológicas de apoio, incluindo o local da ETAR; avaliação da qualidade dos fundos no percurso do emis-

sário submarino, incluindo prospecções por reflexão acústica; determinações do T_{90} (tempo de redução nas águas oceânicas a 90% da concentração bacteriana) utilizando rodamina como corante; averiguações da direcção e intensidade das correntes na zona prevista para o difusor; averiguação de condições de pesca local, artesanal e por arraste.

O ESQUEMA GERAL DE 1975

Os estudos e decisões acabadas de referir no número anterior permitiam a elaboração de documento com a fundamentação prática e experimental aconselhável para nele se basearem os consequentes projectos de execução.

À aprovação deste Esquema Geral (ou Anteprojecto para execução) seguiram-se anos de conhecida instabilidade governativa e muito precárias situações económicas no país não favoráveis ao arranque do projecto. Além do mais, tudo era questionado e discutido e o caso deste nosso projecto não foi excepção, antes objecto de contestações e dúvidas.

OS PROJECTOS DE EXECUÇÃO DE 1985 E SUA REALIZAÇÃO

Foi o chamado Governo do Bloco Central, e por iniciativa conjunta dos Ministros das Obras Públicas e da Qualidade da Vida, que tomou a decisão de concretizar na prática a obra de saneamento da Costa do Estoril.

Uma das maiores dificuldades impeditivas dessa decisão, resultava de Lei das Finanças Locais proibindo expressamente qualquer comparticipação do Estado aos municípios. A solução encontrada foi o reconhecimento de que se tratava de Obras Públicas e como tal podia ser feita pelo Estado em qualquer local do país, como sucede correntemente com outras obras públicas como estradas, pontes, caminhos de ferro, portos e outras.

AMPLIAÇÃO E REMODELAÇÃO DO SISTEMA BASE DE SANEAMENTO DA COSTA DO ESTORIL

A obra foi dividida em três projectos de execução principais, qualquer deles correspondendo a empreitadas de características específicas e de diferentes especialização: Interceptor e Zonas Baixas; Emissário Submarino da Guia; Estação de Tratamento Preliminar da Guia

Os concursos foram realizados e as obras foram feitas: Interceptor Geral, em Maio de 1986 sendo a obra executada pela OPCA; Emissário Submarino da Guia, em Julho de 1987, com realização pela SOMEK; Estação de Tratamento Preliminar, em Maio de 1988, sendo a

construção civil da ENGIL e o equipamento electromecânico da HIDROCONTRATO.

A DRENA foi chamada a intervir na adjudicação das duas últimas obras, mas só posteriormente foi encarregada de acompanhar tecnicamente a primeira.

Quer a ETAR quer o Emissário Submarino correspondiam a obras de particular dificuldade e, de certo modo, constituíam novidade entre nós. Ambas se processaram, no entanto, sem grandes imprevistos e com aumentos de custos normais, no decorrer das obras.

O Interceptor, porém, sendo obra de características mais comuns - túneis - sofreu consideráveis aumentos de custo, no decorrer da obra, e originou prejuízos em prédios à superfície.

Quer na resolução de inúmeras implicações de ordem urbanística, localização de dispositivos, disponibilidade de terrenos, condicionamentos devidos à existência da Estrada Marginal e linha de caminho de ferro, bem como decisões e opções a tomar em fases delicadas e difíceis na construção e afundamento do emissário submarino - foi particularmente eficiente e decisiva a actuação do Gabinete de Saneamento Básico da Costa do Estoril.

As obras da 1ª fase foram inauguradas oficialmente em Junho de 1994.

Muitos dos trabalhos complementares de reconstrução ou ampliação da rede de colectores municipais - afluentes do Interceptor - particularmente ao longo de linhas de água da região de Cascais e Sintra, estão ainda em execução, mostrando que os municípios não acompanharam devidamente a marcha dos trabalhos principais feitos pelo Estado. Houve mesmo necessidade de intervenção do Gabinete neste sentido.

Está também para execução a chamada 2ª fase das obras que incide, como se sabe, no prolongamento para montante, até ao vale do Jamor, do Interceptor Geral. Com este prolongamento e correspondentes elevações de caudais das zonas baixas, realizam-se as condições para a despoluição das praias estuarinas - Cruz Quebrada, Caxias, Paço d'Arcos.

O concurso para a realização da 2ª fase das obras teve lugar no passado dia 2 de Outubro com 12 concorrentes e propostas de preços que oscilam entre 3,7 e 7,6 milhões de contos.

MONITORIZAÇÃO

As condições reais de funcionamento de emissário submarino devem, em princípio, ser averiguadas pelo menos nos primeiros tempos. Há, também, circunstâncias de ordem geral relacionadas com legislação que apareceu nos EUA, demasiado precipitada e inadequada e que tem influenciado outros países. Como já foi explicado pela actual directora da EPA (Environmental Protection Agency) os EUA tiveram de fazer face a muitíssimas situações de

graves poluições, por todo o país, adoptando medidas urgentes de remedeio. Estão, entre estas, processos como os que essa senhora designa de «comand and control» e «end-of-pipe control». Este método de controlo faz com que todas as atenções se concentrem na qualidade das águas residuais em vez de se averiguar a qualidade das águas receptoras (que é o que interessa ao público em geral e aos praticantes balneares em particular) (COSTA, 1994).

O Gabinete da Costa do Estoril, já referido, orientou, de boa maneira, as campanhas sazonais a realizar na monitorização do sistema ou seja na averiguação das condições reais de lançamento. Uma primeira notícia já foi dada, no decorrer do 2º Congresso da Água (AIRES, 1994).

Como já se disse, o campo de difusão do efluente saído pelo difusor do emissário submarino, tende, na maior parte dos meses do ano, a ficar mergulhado. Por outro lado, o tratamento preliminar prevê-se que remova a maior parte ou parte significativa dos corpos flutuantes, deixando seguir apenas os que já não têm tendência de vir à superfície.

Quando da segunda campanha de observações, realizada pelo referido Gabinete, cálculos preliminares da diluição que se estava a conseguir nessa mistura apontam para diluições da ordem de várias centenas de vezes, ainda superiores às duas centenas que se calculava teoricamente no projecto. É bom tomar nota que diluições iniciais de 200 a 600 vezes correspondem a drástica redução da concentração de poluentes, muito superior às 10 vezes que se conseguem, em terra, em estação de tratamento secundário para CBO e SS (90% de redução) ou as 100 vezes que na mesma estação se obteriam para a redução bacteriana (99% de redução).

Embora todas as indicações apontem em sentido muito favorável para o modo de integração actual, um sistema da importância do da Costa do Estoril deve ser sempre averiguado no seu desempenho o que pode dar também ensinamentos muito úteis em outros aspectos menos conhecidos do público mas interessando técnicos da especialidade. Além do mais, qualquer eventual melhoramento ou aumento do grau de tratamento deve ser feito com base em resultados de monitorização, para que, verificando-se ser necessário, resulte realmente eficaz.

CONDIÇÕES DE EXPLORAÇÃO (CONDUÇÃO)

Obra de saneamento básico adequadamente projectada e bem construída pode soçobrar se mal conduzida. É, assim, que aos três aspectos decisivos destes empreendimentos - projecto, construção e exploração - se tem de dar, na prática, igual atenção.

No já referido novo Regulamento de Águas e Águas Residuais (RGAAR - 1995), deu-se

muito particular atenção a este factor. Quer seja o Estado, Municípios, Associação de municípios ou entidades concessionadas, em todos os sistemas públicos deve existir entidade responsável pela gestão do sistema: A Entidade Gestora (EG). À EG, cabe, entre outras obrigações, a de »manter em bom estado de funcionamento e conservação os sistemas públicos de distribuição de água e de drenagem e desembaraço final das águas residuais e de lamas».

O actual sistema de Saneamento da Costa do Estoril é, de modo geral, de fácil condução pois os grandes dispositivos de transporte, tratamento e descarga final funcionam graviticamente. Só a uma pequena percentagem dos caudais há que dar transporte por bombagem.

Assim, salvo anomalias, o sistema funciona por si, sem necessidade de ajudas. Mas é, naturalmente necessário evitar anomalias. E eliminá-las caso as haja.

As velocidades de transporte no Interceptor Geral e no Emissário Submarino são de molde a não favorecer deposições e muito menos entupimentos. Não propiciam também corrosões, nem maus cheiros. No entanto, há um mínimo de cuidados a ter na observação do desempenho desses órgãos. Não há mecanismos fixos ou móveis a atender, mas há que cumprir indicações de dispositivos de controlo de sulfídrico. As velocidades de transporte projectadas garantem a condição de sistemático arraste de eventuais deposições ($V \geq 0,6$ m/s) e propiciam condições de não geração de sulfídrico ($V \geq 1,0$ m/s). No entanto, dada a complexidade e extensão do sistema houve que fazer análise pormenorizada destas condições com base em métodos desenvolvidos expressamente (MATOS, 1987, 1992). Segurança adicional é conseguida com estratégica localização, em três locais, de injeção de hidróxido de hidrogénio, um fortíssimo agente oxidante.

Na Estação de Tratamento encontram-se mecanismos fixos ou móveis (grades, separadores de areias, tamisadores, bombagens, ventilações, scrubbers (lavadores de gás), transportadores e carregadores de resíduos e transportadores de resíduos sólidos para o exterior).

O grande painel avisador instalado na ETAR controla não só os mecanismos instalados no interior da Estação como os maquinismos elevatórios instalados ao longo do sistema (9 estações elevatórias, uma vez completada a 2ª fase). Um só homem pode controlar todo o sistema, mas para a eliminação de anomalias pode, por vezes, ser necessário mobilizar mais recursos humanos e materiais.

Se os actuais automatismos electrónicos permitem cobrir uma ampla gama de operações mecanizadas, ainda não faz parte da técnica mais corrente controlar automaticamente situações como as de eventuais assoreamentos no emissário submarino, eventuais entupimentos dos orifícios dos difusores, eventuais danos estruturais no emissário ou difusor causados exterior-

mente (por aparelhos de pesca de arraste ou âncoras de navios, por exemplo). Mas já se dispõe de meios de observação submarina, como mini-submarinos, ROUS, além da observação directa por mergulhadores. Aliás, em todas as difíceis operações de afundamento ou assentamento dos vários troços de emissário, pôde sempre contar-se com a feliz circunstância do engenheiro do empreiteiro que dirigiu essas obras, Sousa Constantino, ser simultaneamente um técnico muito competente e sabedor e um muito hábil mergulhador submarino. Ele constantemente inspeccionou os trabalhos que ia realizando.

Em suma: no nosso caso, as grandes estruturas de engenharia civil - grande colector de interceptação e conduta submarina - funcionam por si mas devem ser vigiadas; os mecanismos da ETAR e das estações elevatórias têm que merecer a atenção própria desse tipo de dispositivos.

O sistema tem que ser abastecido do exterior de materiais e mão-de-obra necessários (reagentes químicos para o controlo do sulfídrico, lubrificantes, substituição de peças, reparação de avarias) e envia para o exterior resíduos sólidos do funcionamento: areias, retidos das grades, retidos dos tamisadores. Estes materiais são carregados em contentores que seguem por viaturas para a estação de resíduos sólidos de Cascais. Enviam-se também para o exterior resíduos gasosos do sistema, mas depois de purificados e amplamente diluídos. Nenhum inconveniente de maus cheiros foi até hoje detectado e não há condições que os propiciem - salvo má condução. A ETAR é subterrânea, ficando apenas à superfície os comandos e operações de carga e descarga.

Pode concluir-se que o que haverá de importante e decisivo na gestão do sistema é garantir a condução técnica do sistema, nas condições adequadas.

CONCLUSÃO

Desde o início, que as sucessivas operações de instalação de sistemas de transporte e disposição final dos esgotos domésticos da região tiveram como objectivo libertar as suas praias de poluição por esses mesmos esgotos domésticos ou águas residuais urbanas. Tratando-se de águas residuais de características domésticas (mínima contribuição industrial) a poluição a eliminar consistia sobretudo na eliminação da contaminação bacteriológica por coliformes fecais. Nunca, nas águas da região, se registaram problemas de carência de oxigénio ou notórios bancos de lamas. Nem há, aliás, na região costeira condições propícias a esses inconvenientes (mesmo na zona mais morta da baía de Cascais). É, aliás, uma situação comum

nas águas sempre movimentadas e renovadas do Oceano Atlântico, nestas latitudes.

A redução da concentração bacteriana consegue-se melhor e mais eficientemente com construções artificiais de aumento da capacidade autodepuradora das águas oceânicas - difusores submarinos - do que com o recurso a dispositivos próprios para a realização de outras operações que menos interessavam no caso (estações de tratamento secundário) pois não há aqui que atender a carências de oxigénio dissolvido ou de acumulação de sólidos sedimentados. O que há é que utilizar as verbas que seriam necessárias para a construção dessas estações, de menor ou nula utilidade na ocorrência, em dispositivos altamente úteis porque eficazes na redução ou eliminação da contaminação.

Isso se faz na Costa do Estoril e por isso as praias estão radicalmente livres de contaminação por esgotos. E tudo indica que a disposição final está a ser feita com nulos ou mínimos inconvenientes ambientais - como previsto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aires, C.M.; Pereira, et al. *Emissário da Guia. Situação de Referência e Plano de Monitorização*. 2º Congresso da Água, 1994
- Costa, P.C; Matos, J.S.; Guedes, M.B.; Berardino, S.; Bettencourt, A.; Gonçalves, J.V., 1992. The Costa do Estoril Wastewater System: Interception, Inland Pretreatment and Ocean Treatment. *Water Science and Technology*, Vol. 25, No. 9, pp 217-223, 1992
- Costa, P.C., 1994. Saneamento Básico. Actualizações necessárias. *Revista Indústria de Água*, nº 10. Jan/Fev/Mar, 1994
- Costa do Estoril, 1994. *Saneamento da Costa do Estoril* - Gabinete de Saneamento Básico da Costa do Estoril. Edição de 5 000 exemplares. Abril de 1994
- Matos, J.S., 1987. *Produção e Efeitos do Sulfureto de Hidrogénio em Redes de Drenagem de Águas Residuais Comunitárias*. Tese de Mestrado em Hidráulica e Recursos Hídricos. Instituto Superior Técnico. Março de 1987
- Matos, J.S., 1992. *Aerobiose e Septicidade em Sistemas de Drenagem de Águas Residuais*. Dissertação de Doutoramento. Instituto Superior Técnico. 1992
- RGAAR, 1995. *Regulamento Geral de Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais*. Decreto-Lei nº 207/94 de 6 de Agosto. Decreto Regulamentar nº 23/95 de 23 de Agosto.



VII ENaSB - Encontro Nacional de Saneamento Básico
Coimbra - 14 a 16 de Fevereiro de 1996

Reabilitação de sistemas de drenagem urbana:

I. Metodologia e aplicação a um caso de estudo

Maria do Céu Almeida¹, Ilídia Pinheiro², Adriana Cardoso³, Rafaela Matos⁴

*Departamento de Hidráulica, Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal*

RESUMO

No âmbito do projecto comunitário SPRINT SP98/2 - *Application of hydraulic analysis to sewerage rehabilitation in member states*, está em curso a aplicação, como caso de estudo, da metodologia seguida pelo HR Wallingford, à reabilitação do sistema de drenagem de uma grande bacia urbana, a bacia de Alcântara, em Lisboa. Com esta aplicação pretendem-se ajustar os procedimentos estabelecidos às especificidades portuguesas. A presente comunicação descreve os seguintes aspectos mais relevantes do trabalho já realizado: a construção do modelo matemático de simulação a usar na avaliação do desempenho do sistema, na identificação de pontos críticos para vários cenários de precipitação e maré, e na análise das alternativas de remodelação; e os procedimentos de recolha de dados e de planeamento do sistema de medição de precipitação e de caudais para calibração do modelo.

¹ Engenheira Civil (IST), Mestre em Engenharia de Sistemas e Investigação Operacional (IST), Assistente de Investigação

² Licenciada em Física Tecnológica, Bolseira de Investigação

³ Engenheira Civil (IST), Mestre em Hidráulica e Recursos Hídricos (IST), Bolseira de Investigação

⁴ Engenheira Civil (IST), Especialista em Engenharia Sanitária pelo LNEC, Investigadora Principal, chefe do Núcleo de Engenharia Sanitária

INTRODUÇÃO

O desenvolvimento das zonas urbanas e a degradação das infra-estruturas tem vindo a colocar novos problemas na gestão e desempenho dos sistemas de drenagem urbana. Nos países da UE a directiva 91/271/EEC relativa ao tratamento de águas residuais urbanas e a legislação nacional, Dec-lei 74/90, Portaria 624/90 e Regulamento Geral, vêm impor claramente maiores exigências no desempenho do sistema integrado constituído pela colecta, tratamento e disposição final nos meios receptores. Para ir ao encontro dos objectivos ambientais estabelecidos, investimentos consideráveis estão a ser mobilizados sendo reconhecida a importância das novas tecnologias para apoiar a reabilitação de sistemas existentes e a construção de novos sistemas.

O projecto SPRINT SP98/2 - *Application of hydraulic analysis to sewerage rehabilitation in member states*, tem por objectivo principal a divulgação e adequação da metodologia para a análise e reabilitação de sistemas de drenagem urbana utilizada no Reino Unido (WRc, 1986; HR, 1994), em vários países europeus. O LNEC, como parceiro do projecto coordena um estudo piloto com a participação e apoio da Câmara Municipal de Lisboa, para a sua aplicação à bacia de Alcântara, em Lisboa.

Nesta comunicação apresenta-se a metodologia seguida dando especial ênfase à construção do modelo matemático e à recolha de dados para a sua calibração e validação.

CARACTERÍSTICAS DA BACIA DE ALCÂNTARA

A bacia de Alcântara tem uma área total de cerca 3200 ha, repartida pelos Concelhos de Lisboa e Amadora. A área em análise de cerca de 2200 ha correspondentes à zona abrangida pelo Concelho de Lisboa, tem um sistema de drenagem maioritariamente unitário com cerca de 250 km de colectores servindo uma população de aproximadamente 344 000 habitantes. A distribuição das áreas é de cerca de 73% de áreas permeáveis, 15% de áreas de telhados e coberturas e 12% de pavimentos.

O caudal residual doméstico é conduzido por gravidade até à estação de tratamento de Alcântara, que presentemente só dispõe de tratamento primário com desinfecção por cloragem para o caudal de tempo seco.

Os principais problemas que se colocam são a frequente ocorrência de inundações em pontos críticos do sistema, devidas à insuficiente capacidade dos colectores, a existência de colectores degradados e com estrangulamentos, a existência de escoamento em valas a céu aberto e as descargas de águas residuais não tratadas para os meios receptores.

METODOLOGIA

De acordo com o WRc (1986) a reabilitação é definida *como todos os aspectos conducentes à melhoria do desempenho do sistema de drenagem urbana existente; a reabilitação estrutural inclui a reparação e renovação do sistema existente melhorando o seu desempenho e mantendo essencialmente a mesma configuração; a reabilitação hidráulica inclui a substituição e/ou reforço de elementos do sistema ou intervenções que conduzam à atenuação do caudal*. O principal conceito da metodologia utilizada é a abordagem global da bacia de drenagem e avaliação do seu desempenho como um todo. A consideração de um conjunto variado de técnicas de reabilitação estrutural permite frequentemente melhorar o desempenho hidráulico do sistema existente sem recurso a escavação e colocação de novos colectores.

As principais fases consideradas são: identificação de pontos críticos e planeamento das actividades subsequentes; recolha da informação necessária e inspecção local para complemento de cadastro e avaliação das condições estruturais e problemas hidráulicos; construção do modelo matemático com base na informação recolhida e objectivos do estudo; medição de precipitação e caudal em pontos seleccionados do sistema com vista a efectuar a calibração e validação do modelo; calibração e verificação do modelo; avaliação do desempenho hidráulico e identificação dos pontos críticos do sistema; definição das alternativas de reabilitação, simulação do seu desempenho e análise de custos-benefícios.

As fases acima indicadas podem ter de ser repetidas iterativamente até se obter um modelo calibrado de acordo com critérios definidos para esse fim. Os aspectos a considerar nos critérios de avaliação do desempenho, quer do sistema existente quer das alternativas de reabilitação, são aspectos relacionados com a saúde pública, as inundações, a integridade estrutural e a qualidade nos meios receptores (WRc,1986).

Neste projecto pretende-se ainda avaliar a adequação do procedimento e software disponíveis às particularidades portuguesas e apontar as adaptações adequadas.

RECOLHA DE DADOS DO SISTEMA

Na análise e modelação de um sistema de drenagem é indispensável ter informação actualizada sobre as infra-estruturas existentes incluindo o seu estado funcional e de conservação. Assim, é necessário complementar os elementos de cadastro, muitas vezes insuficientes e desactualizados, com inspecções de campo.

No caso da bacia de Alcântara, uma vez estabelecido o plano com a informação a recolher, foi efectuada uma campanha de reconhecimento e inspecção com uma duração de cinco meses, correspondendo a uma intervenção nos colectores de sessenta dias úteis, utilizando o carro e o material de vídeo da CML. Muitos problemas estruturais e de funcionamento hidráulico foram identificados e documentados. As deficiências detectadas incluem, nomeadamente, assoreamento de colectores, valas a céu aberto drenando caudal residual doméstico, roturas com várias causas, acessos insuficientes ou inutilizáveis, pontos de estrangulamento do sistema e ligações indevidas (Almeida *et al.* 1995 a), Almeida *et al.* 1995 b)).

O enorme volume de informação recolhido teve de ser gerido cautelosamente. Assim, antes de ser utilizado na construção do modelo matemático, foram definidos previamente os procedimentos de arquivo, verificação e gestão de dados, que culminaram numa base de dados desenvolvida em ACCESS. Um extracto de alguns menus da base apresenta-se na figura 1.

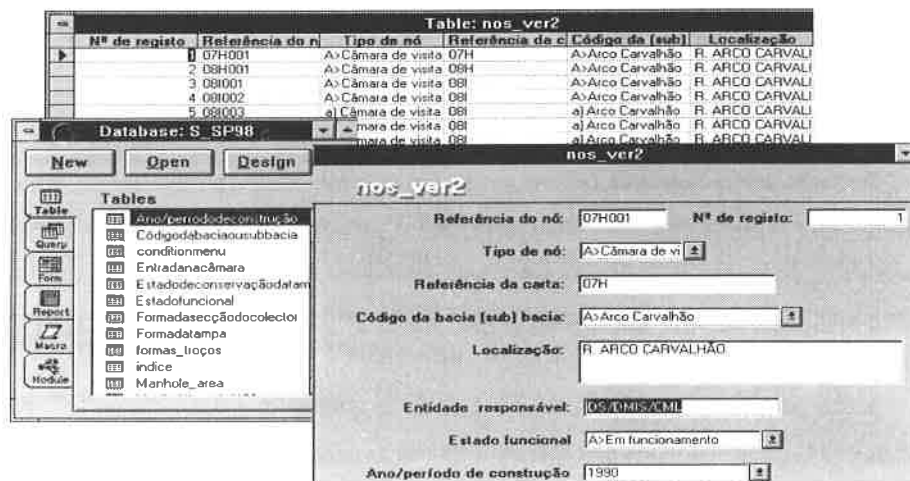


Figura 1 - Extractos dos menus da base de dados (Pinheiro e Berget, 1995)

CONSTRUÇÃO DO MODELO MATEMÁTICO

Um modelo matemático de um sistema de drenagem urbana permite analisar as causas do comportamento hidráulico deficiente, auxiliar no estabelecimento dos objectivos de desempenho do sistema, nomeadamente na avaliação do cumprimento dos parâmetros de qualidade e identificar as alternativas de reabilitação. Neste caso, que contempla uma rede complexa e emalhada e com efeitos de regolfo provocados pela influência de maré é utilizado o software Hydroworks, desenvolvido pelo HR Wallingford, que utiliza o modelo dinâmico completo.

Uma vez feita uma primeira avaliação ao sistema de drenagem existente e dada a complexidade e dimensão da bacia, optou-se por fazer uma abordagem metodológica, a dois níveis, construindo dois modelos para simulação e análise do sistema: um modelo global, menos detalhado e desagregado ao nível da rede de colectores (figura 2a) e um modelo sectorial de uma sub-bacia, designada neste estudo por BD5 (figura 2b) onde é efectuado um estudo das alternativas de reabilitação para as várias insuficiências nela existentes. De facto, esta sub-bacia tem vários problemas quer hidráulicos quer estruturais. As principais características dos modelos são resumidas na tabela 1.

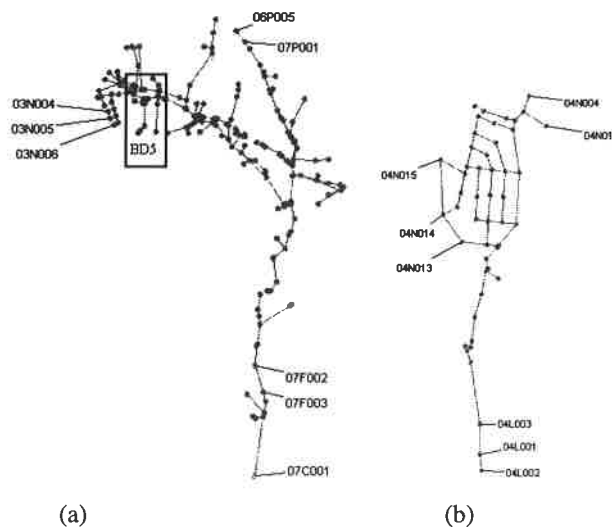


Figura 2 - Esquema do modelo matemático global (a) e do modelo detalhado da sub-bacia BD5 (b). Escalas aproximadas 1:100 000 e 1:20 000, respectivamente.

Tabela 1 - Resumo das características dos modelos matemáticos

	Modelo Global	Modelo da Bacia (BD5)
Área total (km ²)	22.19	8.60
Área impermeável (km ²)	6.02	1.74
Número de sub-bacias	176	23
Declive médio da bacia (%)	8.5	8.1
Número de troços	202	60
Número de nós	203	49

MEDIÇÃO DE PRECIPITAÇÃO E CAUDAIS

Na quantificação das afluições ao sistema de colectores é necessário considerar: a precipitação ocorrida sobre a área conectada, o caudal residual doméstico nas várias áreas da bacia, o caudal de infiltração, o caudal de indústrias ligadas ao sistema, os caudais afluentes de bacias limítrofes ou de áreas não incluídas no modelo, condições de fronteira incluindo nomeadamente o nível da água nos meios receptores, possivelmente influenciados pela maré.

O sistema de medição foi planeado e dimensionado tendo em conta quer os aspectos técnicos, como as afluições a quantificar, os locais críticos do sistema de colectores e os locais a utilizar para a calibração dos modelos, quer a disponibilidade financeira do projecto. Assim, foram definidos vinte locais para medição do nível e/ou velocidade e seis pontos de medição de precipitação. Estes últimos distribuídos na superfície da bacia poderão dar uma indicação da variabilidade espacial da precipitação. Relativamente à medição de nível e/ou velocidade, dois dos locais destinam-se a contabilizar as afluições do Concelho da Amadora, quatro destinam-se a contabilizar o caudal afluente de áreas não modeladas por insuficiência de cadastro e nove a usar como informação para a calibração dos modelos (cinco dos quais na sub-bacia detalhada BD5). Na ETAR de Alcântara um medidor de nível encontra-se já instalado a jusante do tanque de remoção de areias, gorduras e óleos (PM3) e outro a jusante da cloragem (PM4). Prevê-se a instalação de dois sensores para a contabilização de caudal não tratado e do caudal total, a jusante da ETAR. Por fim um medidor de nível está em funcionamento para registo do nível no meio receptor junto ao ponto de descarga.

Foram consideradas duas fases de medição: uma de curta duração, em que serão monitorizados os vinte e seis locais seleccionados durante dois meses; outra com duração de cerca de seis meses ou superior, em que um número reduzido de locais permanecerá em monitorização contínua. Presentemente encontram-se já instalados alguns equipamentos (três

limnímetros e um udómetro) e já existem registos disponíveis. O período mais longo de que se dispõe é relativo ao udómetro, em funcionamento desde 17 de Outubro de 1994.

PROCESSAMENTO DE DADOS

No processamento dos dados brutos há que considerar o tipo de equipamento e suas características sendo no entanto indispensável ter procedimentos para detectar anomalias ou erros. Descrevem-se seguidamente alguns destes procedimentos para algumas das variáveis em análise.

Precipitação e caudal

O udómetro instalado na área da ETAR de Alcântara (PP1) é de receptáculos basculantes; acoplado ao udómetro dispõe-se de um dispositivo totalizador que permite aferir os totais acumulados entre dois períodos consecutivos de recolha.

A estimativa do caudal afluente à ETAR é efectuada em PM3 e a medição do caudal tratado em PM4. O método de medição seguido, medição do nível sobre uma soleira descarregadora de características geométricas conhecidas, é o descrito na norma inglesa, BS3680. Em PM4, como a soleira é oblíqua ao escoamento foi usada uma expressão proposta por Carlier (1972), que relaciona o nível com o caudal.

Na figura 3a) apresenta-se um hietograma de precipitação e na figura 3b), correspondente ao mesmo dia, apresentam-se os caudais nos dois pontos de medição PM3 e PM4.

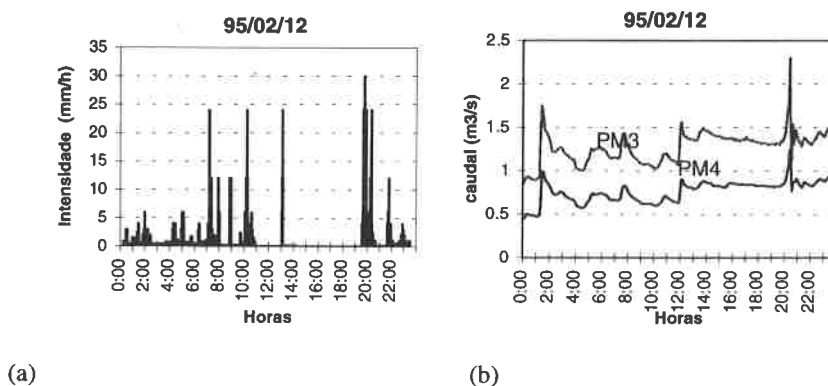


Figura 3 - Registo de precipitação (a) e caudal (b) na ETAR de Alcântara.

Na figura 3b) pode observar-se um ligeiro desfasamento entre a entrada e a saída, correspondente ao período de retenção nos decantadores. As variações bruscas que aparecem ao longo deste dia podem ser justificadas por manobras da comporta que ocorrem sempre que há precipitação, com objectivo de limitar o caudal de entrada.

Nível no meio receptor

A medição de nível no rio Tejo é efectuada na Doca de Alcântara junto à saída do caneiro de Alcântara. A título de exemplo, apresentam-se os gráficos da figura 4 que se comparam com os níveis de maré tabelados para Cascais

As variações do nível de maré podem ser devidas a vários factores, caudal do rio, ventos, chuvas, precipitação atmosférica. Estes factores não são considerados nos cálculos das tabelas de marés. O acerto do limnómetro deverá ser efectuado na baixa ou preia - mar pois nestas alturas a superfície livre tende a estar mais estável, minimizando o efeito de deriva do zero.

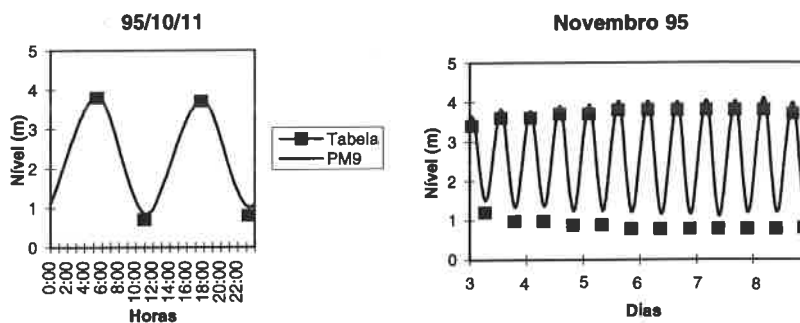


Figura 4- Registos de nível no Rio Tejo, Doca de Alcântara.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

A solução dos principais problemas que hoje se colocam aos sistemas de drenagem urbana (incluindo, nomeadamente, deficiências hidráulicas, estruturais e construtivas das redes, deficiente funcionamento das ETAR e descargas directas para o meio receptor provenientes de excedentes de sistemas unitários em tempo de chuva) e as exigências decorrentes do cumprimento de objectivos de protecção dos meios receptores e de garantia da

sua sustentabilidade, estabelecida em legislação comunitária e nacional, vai exigir necessariamente às entidades gestoras daqueles sistemas, novas abordagens e medidas de gestão integrada das redes e ETAR. Estas passam, nomeadamente, pela utilização de instrumentos potentes e fiáveis de apoio ao planeamento, projecto e exploração dos sistemas, dando suporte às decisões a tomar.

Embora não se disponham ainda de conclusões finais do projecto, dado este estar sensivelmente a meio do seu desenvolvimento, ele constitui sem dúvida uma experiência piloto de abordagem metodológica, pluri-disciplinar e pluri-institucional, cujos resultados serão, cremos, de grande utilidade para muitos municípios do País.

Salientam-se como aspectos interessantes e generalizáveis, desde já, a reter os seguintes: o esforço concertado na definição e implementação de um plano de recolha, verificação e arquivo dos dados de campo tendo em vista uma actualização e organização do cadastro; a criação de condições para que os procedimentos de actualização de informação possam vir a ser assegurados de forma claramente mais eficiente; o conhecimento do funcionamento real do sistema através de medições in situ; o verdadeiro trabalho de equipa entre a unidade de Investigação e o Município com valorização mútua, resultante da aplicação prática de novas tecnologias à solução dos problemas reais; a construção do modelo matemático, que após verificado e complementado, constituirá um instrumento privilegiado das opções de reabilitação a efectuar.

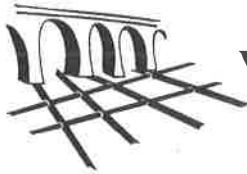
AGRADECIMENTOS

Este projecto está a ser desenvolvido com o apoio parcial de UE através do projecto SPRINT SP98/2 contrato número SPO98_2. As autoras agradecem a colaboração do técnico experimentador João Vale e do técnico auxiliar Acácio Monteiro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, M.C., Cardoso, M.A., Pinheiro, I. (1995) *Project SPRINT 98 (SP98) - Extension: Application of Hydraulic Analysis to Sewerage Rehabilitation in Member States. 1st Progress report*. Relatório LNEC 5/95 - NHS, Lisboa.

- Almeida, M.C., Cardoso, M.A. (1995) *Project SPRINT 98 (SP98) - Extension: Application of Hydraulic Analysis to Sewerage Rehabilitation in Member States. 2nd Progress report.* Relatório LNEC 275/95 - NHS, Lisboa.
- British Standards Institute (1981) BS3680: Part 4A. *Methods of measurement of liquid flow in open channels.*
- Carlier, M. (1972) - *Hydraulique Générale et Appliquée.* Eyrolles, Paris.
- HR (1994) *Application of Hydraulic Analysis to Sewerage Rehabilitation in Member States. Project definition report.* Report EX 3020. HR Wallingford.
- Pinheiro, I.; Berget, S. (1995) *Project SPRINT 98 (SP98) - Extension: Application of Hydraulic Analysis to Sewerage Rehabilitation in Member States. Database report.* Relatório LNEC em preparação.
- WRc (1986) - *Sewerage rehabilitation manual.* 2nd edition. Water Research Center, Water Authorities Association, Swindon.



VII ENaSB - Encontro Nacional de Saneamento Básico
Coimbra - 14 a 16 de Fevereiro de 1996

Reabilitação de sistemas de drenagem urbana:
II. Participação de uma Entidade Gestora na Aplicação de Novas
Metodologias

J.M. Santos Jorge¹⁾, Conceição Granger Rodrigues²⁾, V. Lima Araújo³⁾, Sofia
Ferreira⁴⁾, Ana Monteiro⁵⁾, Fernando Fernandes⁶⁾

Departamento de Saneamento da Câmara Municipal de Lisboa

RESUMO

A presente comunicação insere-se no âmbito da que foi apresentada pelo LNEC relativa à “REABILITAÇÃO DE SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA: METODOLOGIA E APLICAÇÃO A UM CASO DE ESTUDO”. É intenção deste trabalho realçar a importância da investigação na sua aplicação a um caso concreto de sistemas de drenagem com a participação directa de uma entidade gestora, e de analisar os benefícios resultantes para além dos que directamente constituíam o objectivo do estudo.

¹⁾ Engenheiro Electrotécnico, Director do Departamento de Saneamento da CML

²⁾ Engenheira Civil, Chefe de Divisão no Departamento de Saneamento da CML

³⁾ Engenheiro Civil do Departamento de Saneamento da CML

⁴⁾ Técnica Superior de Matemáticas Aplicadas no Departamento de Saneamento da CML

⁵⁾ Engenheira Química do Departamento de Saneamento da CML

⁶⁾ Fiscal Municipal do Departamento de Saneamento da CML

INTRODUÇÃO

Em 1994, na sequência de um contacto efectuado pelo Departamento de Hidráulica do LNEC, o DS da CML tornou-se parceiro do Laboratório num estudo piloto para aplicação e adaptação de uma metodologia que nos últimos 15 anos vem sendo aplicada no Reino Unido ao estudo do comportamento e reabilitação de sistemas de drenagem urbanas, designada por "Wallingford Procedure".

Este estudo piloto, que decorre no âmbito do projecto SPRINT SP98/2, financiado pela U.E., tem como objectivos principais a aplicação e adaptação do modelo "Wallingford" a um caso português - o sistema de drenagem da Bacia de Alcantara -, possibilitar a verificação do seu comportamento identificando as suas insuficiências e apresentar soluções alternativas de reabilitação por forma a melhorar o seu comportamento em situações normais de escoamento e reduzir os riscos em situações excepcionais.

Para além do interesse e motivação directa relacionado com a análise e identificação de soluções para os problemas específicos da Bacia de Alcantara utilizando as mais modernas tecnologias, o projecto apresenta outros aspectos relevantes como são a formação especializada de recursos e a internalização de uma nova abordagem tecnológica na exploração de sistemas de drenagem de grandes cidades.

A BACIA DO CANEIRO DE ALCANTARA . SUA EVOLUÇÃO PAISAGÍSTICA.

A Bacia da antiga Ribeira de Alcantara constitui nos nossos dias a área Ocidental/Norte da Cidade de Lisboa, ocupando ainda uma parte do Concelho da Amadora, com uma superfície de cerca de 40 km².

A Ribeira de Alcantara, principal linha de água desta bacia e a mais longa do Concelho, corria ao longo de um vale profundo que separa a cidade de Lisboa da Serra

de Monsanto, desenvolvendo-se desde a Serra da Carregueira, a jusante de Belas, até ao Rio Tejo, junto à doca de Alcantara, numa extensão de cerca de 13 Km, e entre as cotas 250m e 3m.

Esta importante linha de água, hoje totalmente encanada e designada por "Caneiro", foi ao longo dos tempos e continua a ser elemento primordial na drenagem da bacia hidrográfica de Alcantara.

De floresta primitiva o vale de Alcântara foi dando lugar a vastas pastagens e campos de cereais no tempo dos Romanos, mais tarde transformados em olivais, hortas e campos de criação cavalar pelos Muçulmanos, tendo-se mantido durante alguns séculos as características de cultivo existente, bem como a exploração de algumas salinas. No séc XV concedia D. João II licenças para a construção de moinhos e azenhas na Ribeira de Alcantara.

A partir do sec. XVI estabelecem-se no Vale de Alcantara quintas de recreio com as suas matas e coutos privados de caça.

Até princípios do séc.XVII mantém-se o carácter aristocrático deste suburbio da cidade.

É a partir de meados do séc.XVIII, sobretudo depois do terramoto de 1755 e com o crescimento da cidade e o desenvolvimento industrial, que o tipo de ocupação se modifica e evolui mais rapidamente.

Em finais do séc. XVIII e estendendo-se pelos séc. XIX e XX a ocupação hurbana atingiu profundamente toda a zona da Bacia.

Em 1940 a área correspondente às Avenidas Novas já se encontrava canalizada.

A EVOLUÇÃO DA REDE DE DRENAGEM

A ocupação urbana da bacia foi levando a grandes alterações na rede hidrográfica natural: a quase totalidade das linhas de água foi encanada à medida que se expandiam as manchas de edificações, não só pela necessidade de terrenos para construção como para resolver problemas graves de salubridade criados pela urbanização crescente. Foi-se assim diferenciando a Bacia hidrográfica da rede de drenagem.

Por volta de 1750 a ribeira foi regularizada numa extensão de 240m, com a construção de 2 muros cais, ficando com uma largura de 9,5m. Esta construção tinha como objectivo facilitar o acesso por mar a materiais destinados à construção de um palácio para o Rei D.José.

Em 1887 a Companhia Real dos Caminhos de Ferro, para poder realizar a obra da via férrea de ligação da estação de Alcantara Terra a Alcantara Mar, fez a cobertura do Caneiro desde antiga ponte até ao Tejo, na zona da actual localização da Av. 24 de Julho. Ficou assim o troço final do Caneiro coberto por uma secção em abóbada, com 8m de largura, feita em alvenaria de pedra assente em estacaria e com leito móvel.

Em finais de 1942, depois de elaborado pela 5ª Repª da DSU o respectivo projecto, a CML "enfrentou decisivamente o grande problema de cobertura e canalização da ribeira, e, ao deliberar a execução dos trabalhos considerou aquela obra entre os melhoramentos de mais eminente necessidade para a cidade de Lisboa".

Os objectivos desta construção eram não só a resolução de problemas hidráulicos - cheias - e sanitários, mas também a construção da Av. de Ceuta, importante artéria de circulação para o trânsito cidadão.

Entre 1943 e 1967 foram canalizados 10 Km de ribeira, entre Alcantara Terra e o limite do Concelho da Amadora, tendo-se adoptado uma "secção de betão armado composta de uma soleira com uma depressão a meio formando caleira, de uma secção média com paredes sensivelmente verticais e de uma cobertura parabólica. A caleira com

0,75m de altura comporta um caudal de 5m³/s aproximadamente. Ficou assim assegurada a possibilidade de trânsito nas duas faixas laterais, permitindo livre circulação ao pessoal de inspecção ou de limpeza durante a estiagem, para o que foram previstas galerias distanciadas de 300m de cada lado.

A altura total da secção é de 5,15m e a largura máxima de 8m....."

O caudal máximo de dimensionamento do troço de jusante foi determinado para uma precipitação de 100 l/s/ha com a duração de 40mn e o tempo de concentração de 40mn, sendo de 213 m³/s.

No final dos anos 60 para solucionar o problema das inundações nas zonas de Entre Campos e Campo Grande foi construído um colector que desviou as águas da bacia de Alcantara para as encaminhar para o Tejo na zona de Xabregas.

A bacia ficou reduzida de 25% da sua área natural - deixou de ser coincidente a bacia drenante e a bacia hidrográfica - passando a ocupar uma área de 3.200 ha.

A partir dos anos 80 com a construção da Etar de Alcantara e dos grandes interceptores de águas residuais de Lisboa fica definida a bacia de águas residuais domésticas de Alcantara cuja área ultrapassa em muito a área de drenagem pluvial (4 100 ha).

Actualmente assiste-se à construção de novas ferrovias, nós e eixos viários (CRIL, CREL, Radial de Benfica, Radial da Buraca etc...) que introduzirão novas alterações aos regimes de escoamento.

O vale de Alcantara foi assim evoluindo para um vasto espaço urbano onde se privilegiou a implantação de importantes infraestruturas de circulação e saneamento.

Como aqui fica de novo demonstrado as redes de saneamento não foram pensadas nem executadas com os processos de ocupação urbana, mas foram sendo implementadas à posterior para solucionar situações críticas de ordem hidráulica e sanitária. Estas circunstâncias mantêm-se actualmente, razão pela qual a CML se enfrenta de novo com a necessidade de realizar obras nos sistemas de drenagem da bacia de Alcantara com vista

à resolução dos problemas de inundações frequentes nalgumas zonas, descargas de águas não tratadas para os meios receptores e deficiências no sistema de colectores.

A CML está confiante de que as obras necessárias venham a ser optimizados com os resultados da implementação do projecto SPRINT, na qual é parceira do LNEC. Actualmente a bacia de Alcantara, com uma população de cerca de 350.000hab, tem um sistema de drenagem constituído por cerca de 250 km de colectores.

A PARTICIPAÇÃO DO DEPARTAMENTO DE SANEAMENTO NO PROJECTO

Em comunicação anterior foram definidas as principais actividades a realizar para a elaboração do modelo e sua aplicação à bacia de Alcantara.

Na construção da geometria do sistema de drenagem existente foi necessário recolher uma série de elementos de base tais como o traçado em planta dos colectores, seus comprimentos, tipo de secções e dimensões, materiais constituintes, inclinações e alturas de sedimentos, a introduzir numa base de dados previamente seleccionada.

Embora o Departamento de Saneamento possuísse já um cadastro digitalizado das redes à escala 1/1.000, verificou-se desde logo serem insuficientes os elementos disponíveis.

Era necessário proceder à recolha de muita informação adicional.

Metodologia para a Recolha de Informação Adicional

A recolha da informação adicional implicava a realização de trabalhos de gabinete e de trabalhos de campo.

Foram então constituídas, por funcionários do Departamento de Saneamento, uma equipa de trabalho de gabinete e uma equipa de trabalho de campo, cujas actividades e tarefas desenvolvidas foram sempre objecto de grande coordenação uma vez que estavam intimamente interligadas.

O trabalho das equipas foi apoiado pelo LNEC, inclusive com a participação de funcionários do Laboratório na sua constituição.

Os locais de trabalho foram as instalações do Departamento de Saneamento da CML e do LNEC e o campo (cidade de Lisboa).

Trabalho de Gabinete

O trabalho de gabinete compreendeu essencialmente as seguintes tarefas:

- Definição da área de drenagem com base na rede de colectores e na drenagem pluvial
- Identificação, em cadastro, dos colectores principais e suas características físicas e topográficas. Durante esta tarefa houve necessidade de proceder a alguma investigação bibliográfica dado que alguns dos colectores principais haviam sido construídos há muitos anos encontrando-se inacessíveis em campo.
- Preparação dos trabalhos de campo com definição da informação a recolher.
- Sistematização, tratamento e organização da informação que ia sendo recolhida.
- Introdução da informação na Base de Dados do Modelo.

As dificuldades surgidas no trabalho de gabinete derivaram da insuficiência de pessoal disponível, uma vez que as pessoas afectas à equipa tinham também outras tarefas a realizar no âmbito do Departamento de Saneamento, e da falta de capacidade do equipamento de informática.

Trabalho de Campo

Os trabalhos de campo destinavam-se à completagem de elementos relativos às características dos colectores, verificação do traçado de implantação e avaliação visual do regime de escoamento.

Em 70 dias de trabalhos de campo foram recolhidos elementos tais como formas e dimensão das secções dos colectores, seu estado de funcionamento, ligações clandestinas, forma e dimensão das câmaras de visita, cotas das tampas, alturas soleira/pavimento de caixas, entradas e saídas de colectores.

A equipa de trabalho de campo foi apoiada por um carro com sistema de vídeo tendo os trabalhos sido sempre acompanhados por técnicos do LNEC.

As principais dificuldades surgidas na realização dos trabalhos de campo foram devidas ao equipamento e às condições de acesso aos colectores e seu estado de funcionamento.

Relativamente ao estado dos acessos aos colectores a equipa deparou-se com situações de tampas de câmaras de visita impossíveis de levantar, outras tapadas por carros estacionados, ainda outras inexistentes apesar de cadastradas ou cobertas pelo betuminoso do pavimento. Noutros casos a inexistência de degraus, caixas obstruídas ou muito fundas e ligações clandestinas impediram a entrada nos colectores. Por vezes eram os próprios colectores que se encontravam obstruídos ou a toxicidade do meio que impedia os reconhecimentos.

O estado do tempo foi também uma condicionante destes trabalhos.

IMPLICAÇÕES DA PARTICIPAÇÃO DA CML NOS TRABALHOS DO MODELO

Com o desenvolvimento das actividades e tarefas associadas à implementação do Projecto SPRINT 98, e pelo envolvimento directo e de parceria de técnicos e funcionários da CML resultaram para o Departamento de Saneamento benefícios secundários que cabe referir.

- A completagem da informação permitiu um aumento do conhecimento das redes de drenagem da Bacia de Alcantara.
- A quantidade de informação recolhida, e que o Departamento entendeu dever no futuro estender a outras bacias da rede de saneamento de Lisboa, e a necessidade da sua sistematização e organização levou a que se encarasse a informatização do cadastro das redes de saneamento da cidade. Esta actividade já está em curso.

- As deficiências da capacidade do equipamento informático existente foi já suprida com

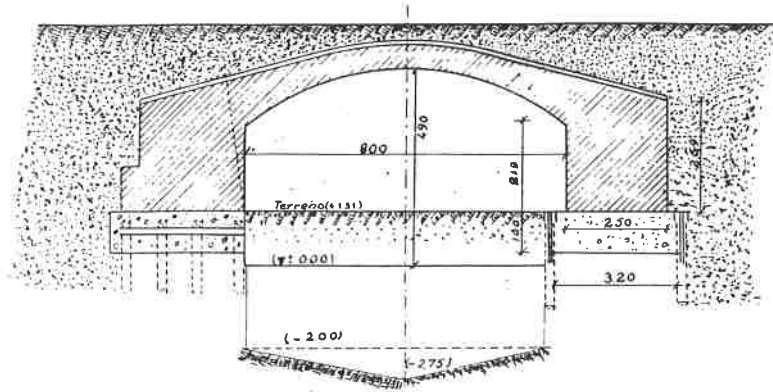
aquisição de novos computadores capazes de receber e trabalhar a informação de cadastro já existente e futura.

- A introdução dos elementos de base na Base de Dados permitiu a formação informática ao nível da utilização deste software, e ainda a elaboração de fichas de recolha de elementos em trabalhos de campo de modo a rentabilizar este tipo de tarefas.

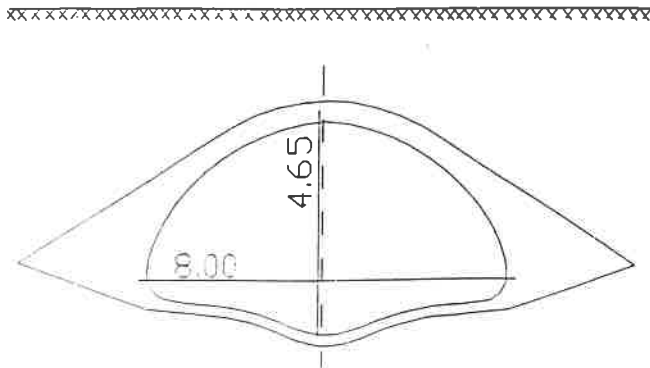
A necessidade de traçar perfis de colectores motivou também o desenvolvimento de formação ao nível da utilização do AutoCad.

- Os trabalhos de campo, participados por equipas multidisciplinares, técnicos e limpa-colectores, permitiu avaliar as condições de trabalho, por vezes de grande dificuldade e perigo, motivando a adopção de medidas de protecção e segurança no trabalho. Foram adquiridos e experimentados novos equipamentos de trabalho já em utilização pelas brigadas de inspecção e desobstrução de colectores, incluindo detector de gases.
- As situações de obstrução de colectores, falta de degraus em caixas, soleiras partidas, ligações clandestinas, correcções de traçado recolhidas durante os trabalhos de campo iam sendo comunicadas às Divisões do Departamento responsáveis pela sua resolução que foram tomando as necessárias medidas correctivas.
- Ao nível da estrutura organizativa do Departamento, o facto de nos trabalhos desenvolvidos terem participado elementos das diferentes Divisões obrigou a um maior interrelacionamento entre todos, a um maior conhecimento dos trabalhos em curso no Departamento e da importância de todos eles. A 2ª Fase do Projecto está em curso, o Departamento de Saneamento mantém-se motivado no desenvolvimento dos trabalhos e é seu objectivo vir a implementar as soluções de correcção das deficiências identificadas que vierem a ser propostas.

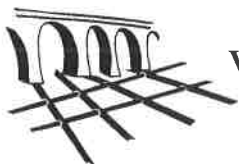
Caneiro de Alcantara



Secção do Troço Marítimo (Entre o Largo de Alcantara e o Rio Tejo)



Secção entre Campolide e a Rotunda de Alcantara



VII ENaSB - Encontro Nacional de Saneamento Básico
Coimbra - 14 a 16 de Fevereiro de 1996

O EMISSÁRIO PRINCIPAL DO RIO LEÇA UMA CONTRIBUIÇÃO PARA A SUA DESPOLUIÇÃO

FRANCISCO TAVEIRA PINTO¹, JOSÉ TENTÚGAL VALENTE²

*Instituto de Hidráulica e Recursos Hídricos
Rua dos Bragas, 4099 Porto Codex*

RESUMO

O rio *Leça* atravessa a área geográfica correspondente a cinco municípios (*Maia, Matosinhos, Santo Tirso, Porto e Valongo*), que, na totalidade ou não, fazem parte da sua bacia hidrográfica. O emissário principal do rio *Leça*, cujo projecto foi realizado pelo *Instituto de Hidráulica e Recursos Hídricos* e que constitui uma contribuição do Município de *Matosinhos* para a sua despoluição, drenará as águas residuais domésticas e industriais deste concelho que descarregam para aquele curso de água ou seus afluentes.

Este emissário desenvolve-se graviticamente desde a sua secção de montante, junto à estação de tratamento de Parada – *Maia*, até à estação elevatória da *Portela*, marginalmente ao rio *Leça*, ao longo de cerca de 13,3 km, com diâmetros entre 355 e 1000 mm proposto de executar em PEAD. Depois desta estação elevatória, as águas residuais são conduzidas ao longo de uma conduta elevatória, em ferro fundido dúctil, de diâmetro 800 mm, durante cerca de 700 m. Depois de atingir uma câmara de descompressão, seguirá graviticamente até à futura estação de tratamento de águas residuais de *Matosinhos*, ao longo de cerca de 4,5 km, com diâmetro de 1000 mm.

¹ Assistente da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto e Investigador do Instituto de Hidráulica e Recursos Hídricos.

² Professor Associado da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto e Membro da Direcção do Instituto de Hidráulica e Recursos Hídricos.

SITUAÇÃO ACTUAL

O Município de *Matosinhos*, localizado na zona jusante do *rio Leça*, é atravessado pelo troço mais poluído do rio. As águas apresentam um avançado estado de degradação, encontrando-se "mortas" em quase toda a extensão, pois recebe efluentes, não tratados ou parcialmente tratados, dos núcleos urbanos da *Maia* (41%), *Matosinhos* (34%), *Valongo* (22%) e *Santo Tirso* (3%), bem como de numerosas indústrias têxteis, galvanoplastias, curtumes, matadouros, refrigerantes e químicas, localizadas ao longo das suas margens e que constituem 70% da carga poluente total da bacia hidrográfica.

Entre 1978/79 e 1984/85, as águas do *rio Leça* foram classificadas, globalmente, como "muitíssimo poluídas", principalmente no troço mais a jusante, com elevadas concentrações de metais pesados, em particular no período de estiagem em que o caudal fluvial é reduzido. Resultados obtidos em 1988 mostravam um agravamento da qualidade da água do rio, com oxigenação deficiente e altas concentrações de azoto orgânico e amoniacal. Análises de Maio de 1990 e Janeiro de 1991 continuam a confirmar o mau estado das águas do rio, com forte contaminação fecal, orgânica e química, FIGURA 1.

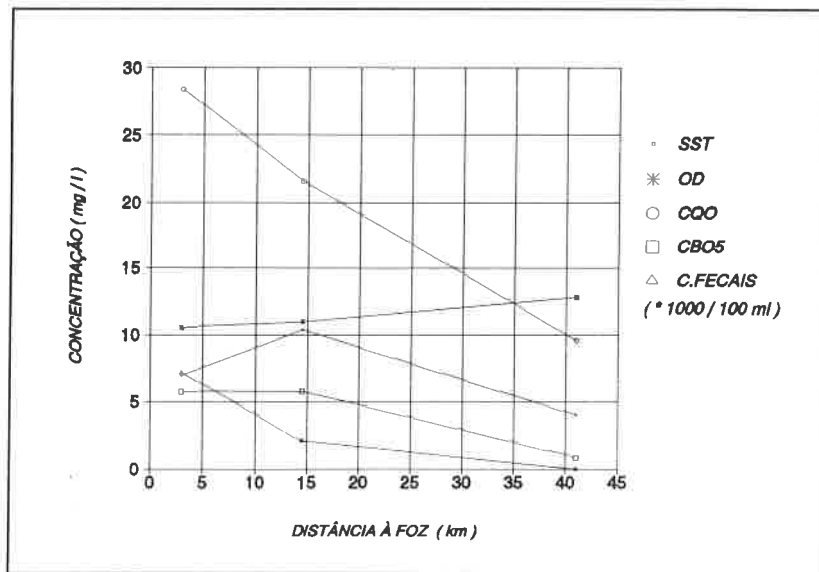


FIGURA 1 - Qualidade da Água do Rio Leça (DGRN/DSRIHD - 01/91)

A última campanha de análises, realizada em Setembro de 1993, para detecção de metais pesados nos sedimentos do porto de Leixões e praias adjacentes, mostrou que os teores existentes nos fundos da *doca 4* do Porto de Leixões, perto da foz do *rio Leça*, são elevadíssimos

quando comparados com os detectados junto ao terminal petrolífero, na praia de Leça, na *doca* 2 do porto de Leixões e na praia de *Matosinhos* e superiores aos teores obtidos na campanha de Julho de 1987, próximo desses locais.

SOLUÇÃO FINAL. CONDICIONANTES TÉCNICAS

A solução final de traçado, consiste no transporte, em superfície livre, ao longo das margens do rio Leça até a secção da *Ponte da Portela*. É um traçado extenso mas mais próximo dos pontos de concentração existentes, exigindo, portanto, menores extensões e problemas nas ligações das redes adjacentes ao emissário. Aí, situar-se-á uma estação elevatória que elevará todas as águas residuais até à rua principal de *Santa Cruz do Bispo* e, posteriormente, também por gravidade e ao longo da futura Via Transversal, até ao seu entroncamento com a EN 107, no nó do *Freixeiro*, atravessando-o e seguindo, no sentido Norte-Sul até à ETAR de *Matosinhos*. O emissário apresenta as seguintes características principais, FIGURA 2:

Caudal a transportar	565 ℓ/s
Comprimento de condutas gravíticas	17 900 m
Comprimento de condutas elevatórias	700 m
Investimento previsto	2 300 000 contos.

A solução possui vantagens e inconvenientes, que se podem resumir a:

- Permite drenar sempre os efluentes, mesmo que o futuro desenvolvimento urbano e industrial venha a ter uma evolução significativa, não conhecida no momento o que evitará novas estações elevatórias;
- Retira do *rio Leça* caudais que habitualmente e, pelo menos nas últimas décadas, eram nele "injectados", criando uma falsa imagem de existência de caudais que o rio não tem em períodos de estiagem;
- Exige menores despesas de manutenção, já que terá menor número de estações elevatórias;
- Facilita as ligações dos efluentes provenientes das unidades industriais evitando que estas tenham que realizar um tratamento mais completo.

A solução para o emissário principal do *rio Leça* como sistema de drenagem e interceptação, está sujeita a alguns condicionalismos, cuja consideração foi fundamental e que limitaram a gama de soluções alternativas possíveis. São exemplos, a Norte e a Sul, o forte grau de densidade de ocupação, quer das faixas marginais do *rio Leça* quer da zona urbana que acompanha a orla marítima, imediatamente a jusante da foz do *rio Leça*, a delimitação da zona de Reserva Ecológica Nacional, no âmbito do Plano Director Municipal e a definição das áreas de expansão urbanística, também no âmbito do mesmo plano.



FIGURA 2 - Traçado do Emissário Principal do Rio Leça

O traçado apresentado, está condicionado pela construção da continuação da Via Transversal e pela implantação de alguns troços em arruamentos com tráfego significativo, além dos seguintes aspectos:

- Existência de habitações que ocupam zonas pontuais da margem do *rio Leça*, atravessamentos de encontros de algumas pontes, passagem sob a linha férrea, zonas arborizadas junto ao rio, com corte pontual de algumas árvores;
- Colocação do colector suspenso ao longo de muros ala existentes nas margens do rio, em virtude da existência de habitações junto ao rio;
- Existência de afloramentos rochosos que obrigarão a que o colector tenha um perfil mais à superfície, de forma a evitar o desmonte excessivo de rocha;

DRENAGEM DE ÁGUAS RESIDUAIS INDUSTRIAIS

O desenvolvimento da concepção apresentada no Plano Director, permitiu propor a solução de recolha conjunta de águas residuais domésticas e industriais, entendendo-se que algumas destas deverão ser dotadas de um sistema de pré-tratamento para tornar esses efluentes compatíveis com o sistema de tratamento da ETAR. Na realidade, o aumento de encargos pelo transporte dos esgotos industriais não são significativos face ao valor global previsto e as soluções de destino final das águas industriais poderão considerar, em alternativa, a própria rede pública, se a qualidade das mesmas for compatível com o Regulamento Municipal. Salientou-se, no entanto, a necessidade de definição casuística de processos de licenciamento de ligações de unidades industriais à rede municipal, o que, independentemente de aspectos financeiros, poderá implicar pré-tratamento e/ou regularização de caudais. Este procedimento é fundamental para garantir a durabilidade do sistema de drenagem e a qualidade ambiental da rejeição final.

Contudo, há a referir que as soluções sem a consideração das indústrias não incluem o investimento relativo à construção das estações de tratamento dessas mesmas indústrias que, de acordo com alguns investimentos semelhantes e recentemente realizados, deverão rondar, por unidade industrial, cerca de 100 000 contos. Como estarão nestas circunstâncias cerca de doze indústrias, fácil é de concluir que, sob o ponto de vista de investimento global, a solução apontada é menos onerosa. Além disso, é natural que a possível imposição, a cada indústria, da realização de sistemas de tratamento do tipo completo não vai facilmente ser resolvida atendendo ao elevado investimento a realizar pela mesma.

Parece pois ser adequado que a solução mais indicada para atingir o objectivo de despoluir o *rio Leça*, é a que passa pela realização do pré-tratamento necessário ao cumprimento das Normas Municipais, de modo a que o efluente seja compatibilizado para possibilitar o seu transporte no emissário e tratamento final.

IMPLICAÇÕES NO REGIME DE ESCOAMENTO DO RIO

A manutenção de caudais, em quantidade e qualidade, é um aspecto a ter em consideração em função das futuras implicações no regime de escoamento do próprio *rio Leça* e em algumas das suas ribeiras afluentes, que o emissário irá provocar. Contudo, esta análise não se pode dissociar de todas as condicionantes do funcionamento do rio, sobretudo as que se passam a montante, nas áreas da bacia hidrográfica pertencentes aos concelhos de *Santo Tirso*, *Valongo* e *Maia*.

O esquema actual de drenagem corresponde em parte a uma transferência de caudais da bacia hidrográfica do *rio Douro* para a bacia do *rio Leça*, através do sistema de abastecimento de água e de drenagem de águas residuais existentes.

O tratamento adequado das águas residuais afluentes ao *rio Leça* corresponderia a aumentar a disponibilidade de volumes de água escoáveis. A este propósito, é ponto assente que os caudais reais e estimados no *rio Leça*, por utilização de dados pluviométricos e por comparação com outras bacias semelhantes, serão inferiores aos realmente verificados, em particular no período de Verão, uma vez que há afluições significativas de esgotos resultantes de abastecimento de água com origem exterior à bacia.

A futura construção do emissário principal do *rio Leça*, poderá interferir com o regime actual de escoamento naquele curso de água no seu trecho terminal. Com efeito, verifica-se actualmente que a totalidade dos efluentes domésticos e industriais descarregam para este curso de água e, sobretudo, devido aos últimos daqueles efluentes, o caudal é fortemente acrescentado em relação ao regime natural do mesmo, sendo esta situação mais flagrante em períodos de seca (habitual ou prolongada). Justifica-se, contudo, um estudo global do funcionamento do sistema, pois existem vários factores associados, dos quais se destacam os seguintes:

- Na zona montante do concelho de *Santo Tirso* é extraída água para rega com volumes consideráveis, com possível construção de uma barragem, que poderá servir de regularização de caudais ao longo do *rio Leça*;
- No trecho do rio que atravessa o concelho de *Valongo*, está prevista a construção de uma estação de tratamento;
- No concelho da *Maia* existe a Estação de Tratamento de *Parada* e, em fase de construção, a Estação de Tratamento de *Ponte de Moreira*, que tratarão os efluentes domésticos das bacias drenantes correspondentes. Os efluentes industriais não são, na grande maioria dos casos, tratados, sendo descarregados directamente para o *rio Leça* ou seus afluentes;

QUESTÕES DE IMPACTO AMBIENTAL E DE CONTROLO

Sendo o objectivo principal imediato do emissário do *rio Leça* contribuir, de modo significativo, para a despoluição das águas desse rio, podem-se, desde logo, apontar duas alterações, de significados distintos, tendo em vista o estudo do impacto deste projecto. Por um lado, a eventual retirada, ao longo dos próximos anos, da totalidade ou de parte, das descargas de águas residuais, domésticas e industriais, afluentes na área do concelho de *Matosinhos*, permitirá, uma melhoria da qualidade das águas no seu troço terminal. De facto, sendo conhecidas as cargas poluentes, as origens e sendo estas desviadas para o citado emissário, prevê-se que as características de água do rio melhorem e, a partir daí, toda a zona envolvente possa vir a ser enriquecida.

Por outro lado, ao serem retirados caudais da ordem dos 600 ℓ/s ao longo de vários troços do *rio Leça*, pode pensar-se que o correspondente volume de água irá diminuir a corrente de "varrer" e, eventualmente, piorar as condições actuais.

Contudo, este volume de água desviado para o emissário tem em grande parte origem noutra bacia hidrográfica, sendo posteriormente lançado na bacia do *rio Leça* com elevadas cargas poluentes.

A construção do emissário permitirá superar, aquando da entrada em funcionamento da ETAR e das eventuais estações de tratamento industriais, a premente carência do tratamento de esgotos, podendo mesmo afirmar-se que, neste momento, os futuros pontos de ligação dos colectores ao emissário são "focos de poluição bem localizados" contribuindo assim para a deterioração do meio receptor – águas fluviais – sobretudo na época estival, aumentando os factores de desequilíbrio ambiental do ecossistema do *rio Leça*;

Um outro aspecto importante relaciona-se com o controlo da septicidade*. Procurou-se avaliar o comportamento, em termos de produção de sulfuretos, do emissário principal, através da aplicação de um modelo matemático. Foram executadas diversas simulações do comportamento do sistema, para duas hipóteses de drenagem consideradas no projecto (com e sem descargas industriais), para uma gama alargada de caudais e para diversas condições ambientais possíveis.

Os resultados do modelo consistem em concentrações de oxigénio dissolvido, sulfuretos totais e sulfureto de hidrogénio na massa líquida, e concentrações de gás sulfídrico na atmosfera dos colectores. É também avaliada a corrosão média por trecho de cálculo.

* O estudo do controlo da septicidade no emissário foi efectuado utilizando um modelo matemático desenvolvido pelo Prof. J. Saldanha Matos, Professor do Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico, ao qual os autores manifestam o seu agradecimento.

Concentrações significativas de oxigénio dissolvido (superiores a 1 mg/ℓ), são indicativas de ausência de sulfuretos dissolvidos. Por sua vez, o sulfureto de hidrogénio (ácido sulfídrico), é uma das espécies de sulfuretos dissolvidos e a sua importância para o comportamento dos sistemas deve-se, principalmente, às seguintes causas:

- Odor que provoca, que é dos mais intensos e desagradáveis;
- Criação de ambientes tóxicos, por vezes mortais, no interior de atmosferas confinadas ou ventiladas deficientemente;
- Criação de condições para a ocorrência de corrosão nos colectores, câmaras de visita, poços de bombagem e equipamentos de estações de tratamento;
- Ocorrência, em circunstâncias excepcionais, de atmosferas explosivas;
- Irregular funcionamento de estações de tratamento.

Em colectores de águas residuais com escoamento em superfície livre, de pequeno diâmetro, com serviço de percurso, e em que se verifique auto-limpeza, não ocorre, em regra, septicidade. Isto é, as condições aeróbias persistem durante períodos mais ou menos longos, em função das velocidades do escoamento e das condições de arejamento proporcionadas, nomeadamente, por quedas em câmaras de visita. À medida, no entanto, que o tempo de percurso aumenta, elevam-se as taxas de consumo de oxigénio no interior da massa líquida e reduzem-se, em regra, as condições de rearejamento. Considerou-se que as concentrações de oxigénio nas águas residuais afluentes ao emissário, rondavam 30% da concentração de saturação.

Na FIGURA 3 é apresentada, esquematicamente, a evolução das concentrações de oxigénio dissolvido e sulfuretos totais no sistema para a hipótese de drenagem incluindo a contribuição industrial, onde são superiores os caudais, as cargas orgânicas e os riscos de ocorrência de septicidade, para uma situação de Verão e de Inverno. Concentrações positivas de oxigénio, nomeadamente superiores a 1 mg/ℓ, indicam, em regra, e no que respeita estritamente ao comportamento sanitário de sistemas de drenagem, uma água residual de qualidade desejável. Nessas condições, não há lugar à formação de compostos indesejáveis. Concentrações de sulfuretos superiores a 1,5 mg/ℓ podem ser consideradas indesejáveis, embora os seus efeitos possam ser controlados recorrendo a procedimentos e tecnologias adequadas. Assim, verifica-se que:

- Ao longo da maior parte do ano, as concentrações de sulfuretos totais serão, em princípio, inferiores a 1,5 mg/ℓ. Não haverá efeitos significativos de gás sulfídrico, no que concerne a corrosão e libertação de odores. Na secção de descarga da conduta elevatória, a massa líquida poderá apresentar alguns sinais de anaerobiose e septicidade;
- Nos períodos mais quentes do ano poderão ocorrer concentrações significativas de sulfuretos. O emissário está previsto em PEAD e a atmosfera do mesmo é relativamente

confinada, não sendo nem de esperar corrosão nos colectores nem libertação significativa de gás sulfídrico. Poderá, no entanto, verificar-se alguma corrosão nas câmaras de visita, principalmente naquelas onde se verifique turbulência significativa;

- Na câmara de descarga da conduta elevatória, as concentrações médias de sulfuretos poderão atingir, no Verão, valores elevados. Essa câmara deverá ser ventilada e protegida contra a corrosão. No trecho final do emissário, é provável que se restabeleçam as condições aeróbias do escoamento.

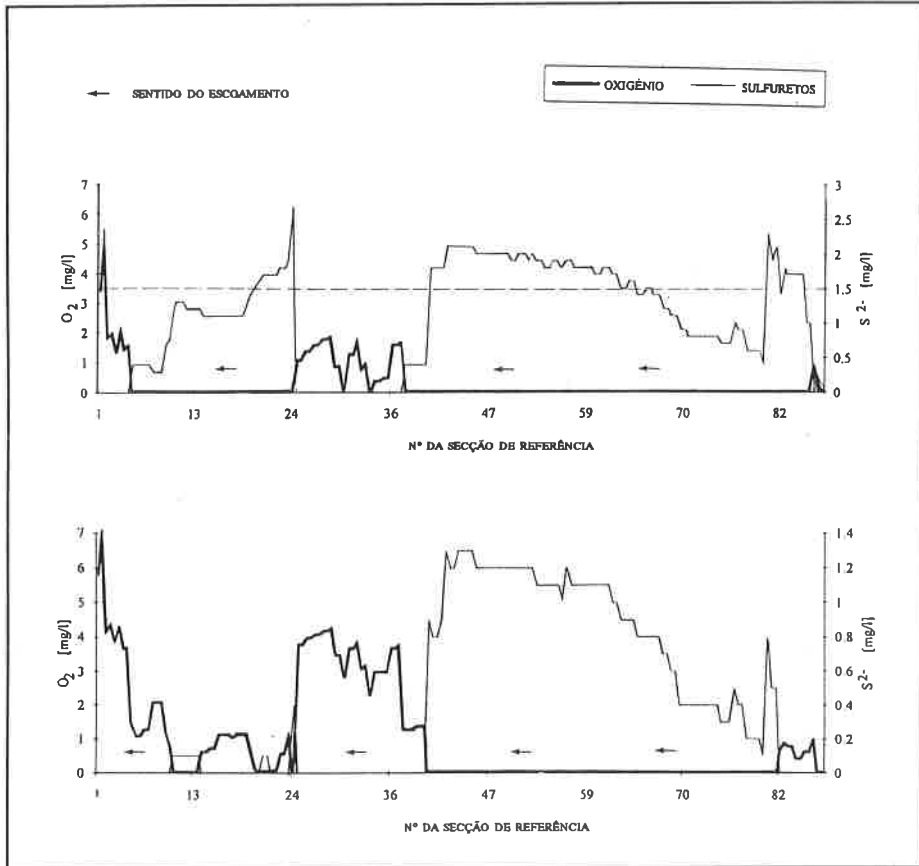


FIGURA 3 - Evolução das Concentrações de Oxigénio Dissolvido e de Sulfuretos Totais ao Longo do Emissário do Rio Leça ($Q=0,2 Q_p$; $T=24^{\circ}\text{C}$ e $T=18^{\circ}\text{C}$)

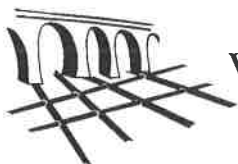
Um último aspecto, mas de importância capital no impacto marginal desta obra, relaciona-se com a inclusão na empreitada de construção desta infraestrutura de um projecto de

concepção e construção do arranjo e limpeza das margens do *rio Leça*, entendido como um acto de revitalização da zona, desde a secção de montante do emissário, até à secção de implantação da estação elevatória. Esta componente do projecto compreende as seguintes actividades:

- remoção de vegetação infestante marginal ao *rio Leça* e reflorestação;
- retirada de lixo acumulado no rio e de elementos impeditivos do seu normal escoamento;
- levantamento de possíveis áreas de intervenção paisagística, de forma a potencializar futuras áreas de lazer.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Concurso para Elaboração do Projecto Base do Tratamento e Destino Final das Águas Residuais de Matosinhos (Exutor Submarino) – Proposta Técnica, AMBIO, Consultores de Engenharia e Tecnologia do Ambiente, Lda, 1990;
- Controlo de Poluição da Bacia Hidrográfica do Rio Leça – Relatório Final, HIDURBE, Consultores de Hidráulica, Lda., 1989;
- Detecção de Metais Pesados nos Sedimentos do Porto de Leixões e Praias Adjacentes. Apreciação dos Resultados, IHRH, 1993;
- Directiva do Conselho das Comunidades Europeias 91/271/CEE, 1991;
- Decreto-Lei 74/90 de 7 de Março de 1990;
- Estudo Sócio-Económico da Área Metropolitana do Porto. Componente Ambiente e Recursos Naturais, Paulo Pinho, Estudos e Projectos de Planeamento e Ambiente, Lda, 1993;
- Plano Director de Drenagem e Tratamento de Águas Residuais do Concelho de Matosinhos, IHRH, 1989;
- Projectos de Execução das Redes de Águas Residuais Adjacentes das freguesias de Leça da Palmeira, Santa Cruz do Bispo, Guifões, Matosinhos, Santiago de Custóias, Senhora da Hora e Leça do Balio;
- Normas Regulamentares para a Utilização do Sistema de Drenagem e Tratamento de Águas Residuais do Concelho de Matosinhos, IHRH;
- Tratamento e Destino Final das Águas Residuais de Matosinhos. Exutor Submarino. Estudo de Impacte Ambiental, PROCESL, Engenharia Hidráulica e Ambiental, Lda;
- Tratamento e Destino Final das Águas Residuais de Matosinhos. Exutor Submarino. Estudo Prévio, PROCESL, 1991.



SISTEMAS DE RENOVAÇÃO DE TUBAGENS COMPACT-PIPE

Pedro Mirotó

WAVIN PLÁSTICOS S.A.

RESUMO

Apresenta-se o processo do sistema COMPACT-PIPE e descrição dos equipamentos utilizados. Resumem-se as várias fases do processo: preparação, inspeção, limpeza, introdução do tubo COMPACT, fecho das extremidades, conformação e ligações. Referem-se as componentes do preço do sistema COMPACT-PIPE, os dados necessários para a orçamentação de uma obra bem como uma relação das obras COMPACT-PIPE realizadas em Espanha pela empresa GONZALEZ REDONDAS.

PROCESSO DO SISTEMA COMPACT - PIPE. PREPARAÇÃO

Definido o troço de tubagem a renovar, pelo comprimento da bobine ou pelas características do traçado, é necessário aceder às extremidades do dito troço. No caso de saneamento as extremidades fazem-se coincidir com as caixas de visita, não sendo necessária a abertura de vala.

Noutras condutas é preciso descobrir, pôr fora de serviço e cortar a tubagem para aceder ao seu interior. Estas aberturas que servem para todas as operações do sistema são de pequeno tamanho e são o único ponto de interferência numa obra de reabilitação com COMPACT-PIPE.

INSPECÇÃO

Realiza-se mediante um circuito de TV composto por câmara de TV que se introduz na tubagem através de carro telecomandado. A própria câmara, montada sobre um chassis giratório, pode orientar-se para qualquer ponto da tubagem para, além de transmitir uma imagem frontal segundo o avanço, conseguir detalhes laterais de pontos concretos, fissuras, incrustações, tampões, etc... O comprimento do cabo de um equipamento é de cerca de 250 m o que permite a inspecção de tramos inteiros de 500 m. O equipamento complementa-se além de um monitor com video, sistema automático de medida de avanço, impressora de video e entrada de dados para identificar a obra, troço, diâmetro, empresa, etc.

Normalmente este serviço é subcontratado a empresas da especialidade.

LIMPEZA

Com uma primeira inspecção determina-se o estado da tubagem e decide-se o método de limpeza a aplicar.

Existem dois métodos por vezes complementares.

Limpeza com água à pressão: este método utiliza-se frequentemente em limpezas e desobstrução em saneamento. Consta de dois depósitos de capacidades de 5 m³ para água limpa e 8 m³ para depósito de lodos. Mediante uma bomba conseguem-se pressões até 750 Kg/m². Uma mangueira em cuja extremidade se monta uma cabeça introduz-se dentro do tubo. Os orifícios da cabeça estão dispostos de forma que a água à pressão se oriente para as paredes da tubagem e a propulsão da água induza ao seu avanço. O material é arrancado das paredes, diluído e arrastado pela água e recolhido no poço de entrada por uma bomba de vácuo que o deposita no tanque de lodos.

Se a tubagem tem incrustações ou camadas de óxido, utiliza-se um sistema de correntes que ao mesmo tempo que introduz a água à pressão impele uma rotação à cabeça dotada de correntes que golpeiam e desprendem o material incrustado. Esta limpeza pode realizar-se através de rascadores ou fresas metálicas que arrancam e deslocam em vezes sucessivas o material alojado no interior.

Após a limpeza procede-se a uma nova inspecção que determina o fim deste processo ou a sua repetição até se conseguir o grau de limpeza pretendido. É importante conseguir com a limpeza a secção original do tubo e eliminar todos os pontos com arestas que possam vir a danificar quer na sua introdução ou conformado. Por vezes depois da limpeza detectam-se defeitos na fundição, nas soldaduras ou tampões que entram em parte na tubagem. Para sua eliminação requere-se um equipamento ROBOT. Consiste num chassis que suporta um sistema rotativo com capacidade de se deslocar em todos os eixos e que

guiado do exterior com apoio de um equipamento de TV, desbasta ou corta pontualmente os elementos metálicos ou fortes incrustações do interior do tubo.

O mesmo equipamento emprega-se em tubos sem pressão para realizar perfurações no tubo de PEAD para a execução dos ramais e ligações existentes na tubagem reabilitada; é muito habitual em saneamento.

INTRODUÇÃO DO TUBO COMPACT

Conseguido o grau de limpeza requerido procede-se à introdução do tubo COMPACT PIPE. Utiliza-se o seguinte equipamento:

CARRO PORTA BOBINES. O tubo COMPACT é fornecido em bobines de diâmetro aproximadamente 4 m e peso médio de 2 Ton. Para o seu manuseamento e transporte foi desenvolvido um atrelado que carrega a bobine, e a faz girar de forma controlada e permite o seu transporte.

DISPOSITIVO DE PUXO. Com capacidade até 10 Tm de puxo que regula a sua tensão e velocidade; está dotado de um alargador telescópico capaz de colocar o ponto de puxo até uma profundidade de 5 m. Os parâmetros de tensão, velocidade e tempo podem registar-se em gráfico.

EQUIPAMENTO DE SOLDADURA. Para se proceder ao puxo que permite a introdução do tubo solda-se à extremidade do COMPACT um "cup de puxo" dotado de uma argola onde se prende o cabo do dispositivo de puxo. Esta peça soldada, devido à forma irregular do tubo é desenhado para esta aplicação. O elemento de puxo soldado cumpre também a função de tampão de fim de linha.

Coloca-se o dispositivo de puxo no extremo de menor cota, fazendo passar o cabo pelo interior da tubagem até sair pela outra extremidade, onde se encontra a bobine e ligando-o ao cup de puxo soldado previamente. Fazendo coincidir a velocidade de recolha do cabo com a rotação da bobine, introduz-se o tubo COMPACT, cuja secção é aproximadamente 60% da tubagem a tratar, dentro do tubo antigo. Geralmente o comprimento do troço é coincidente com a capacidade da bobine, variável segundo o diâmetro a instalar, desta forma utiliza-se ao máximo o tubo da bobine e o rendimento da aplicação é óptimo. Se o comprimento do troço é menor, o restante não utilizado mantém-se na bobine para uma utilização posterior, sempre que o comprimento o permita. Sobras de tubo sem aplicação, podem determinar um custo final da obra desproporcionado por ser o preço do tubo a parte de maior influência.

FECHO DAS EXTREMIDADES

A extremidade que foi introduzida primeiro já se encontra fechada. A outra fecha-se soldando com a mesma máquina uma placa de PEAD perfurada que servirá de acoplamento a uma flange sobre a qual se ligará a conexão ao equipamento de vapor.

CONFORMAÇÃO

Utiliza-se nesta operação um equipamento de vapor com todos os sistemas de control incorporados e que se designa por CONTENTOR GERADOR DE VAPOR.

Os seus elementos básicos são: Caldeira a fuel-oil, depósitos de água, equipamento de tratamento químico de água para gerar vapor, automatismos e controles. Um gerador fornece a energia necessária ao seu funcionamento. O contentor tem um peso de 14 Ton. e está instalado sobre um reboque próprio.

Os parâmetros de tempos, pressão, temperatura de todo o processo são registados continuamente em gráfico e dispõe-se também de um sistema informatizado que regista e arquiva as curvas de cada um dos parâmetros em cada aplicação. O processo desenvolve-se da seguinte forma:

Introduz-se vapor por uma das extremidades do tubo COMPACT. o fluxo de vapor ao aquecer a parede do tubo em forma de "C" consegue fazer voltá-lo à sua forma circular original (EFEITO MEMÓRIA).

No momento em que se atingem os parâmetros fixados para cada tipo de tubo, que coincide com a recuperação da secção circular, interrompe-se a introdução de vapor e injecta-se ar comprimido frio com a dupla finalidade de, dilatar o tubo até conseguir que se expanda ao máximo permitido pelo tubo antigo que o contém (SISTEMA CLOSE FIT) e arrefecer as paredes do tubo para estabilizar o seu diâmetro.

Da mesma forma que na introdução de vapor os parâmetros estabelecidos em cada caso e a comprovação "in situ" de diâmetros determina o fim da operação.

LIGAÇÕES

Realizada a operação de conformação dispõe-se de um tubo de PEAD com as mesmas características que um tubo standard. As ligações entre tramos ou ramais a realizar executam-se com acessórios convencionais de PEAD. Ao tratar-se de um diâmetro de tubo nem sempre standard pois deve ser o que se adapta ao interior do tubo existente, é necessário transformar as extremidades dos tramos a ligar no diâmetro standard mais próximo.

Esta operação consegue-se através de um EXPANDER, consiste num êmbolo

hidráulico que deforma controladamente a boca do tubo e introduz um casquilho interior e que mantém a permanente estabilidade da extremidade no diâmetro requerido

No caso de aplicações em saneamento os tramos começam e acabam habitualmente nas caixas de visita não necessitando da operação anterior nem das ligações.

Se na reabilitação de saneamento um único tramo atravessa várias caixas, o único tratamento a efectuar é cortar a parte superior do tubo criando uma janela.

O desenvolvimento do sistema COMPACT-PIP é baseado num estudo exaustivo das características do PEAD. A tecnologia desenvolvida pela WAVIN ao longo de vários anos traduz-se na hora da sua aplicação em princípios básicos e numas tabelas de parâmetros de fácil manuseamento e controle quase automático.

COMPONENTES DO PREÇO NUMA APLICAÇÃO DO SISTEMA COMPACT-PIPE

O custo calculado é para um tramo de 420 m. encamisado com um tubo PEAD PE 100 SDR 17 para gás de diâmetro 300 mm em Madrid. A tubagem a renovar necessitou em 50% uma dupla limpeza e inspecção. Pode considerar-se um caso típico para tubagem de pressão.

Com esta aplicação conseguiu-se renovar uma tubagem que até esse momento trabalhava a 0,5 bar e passou para 4 bar de pressão de gás (o valor real é de 10 bar).

Esta obra faz parte de uma adjudicação de GAS NATURAL à empresa Gonzalez Redondas num conjunto de trabalhos de 4 Km, já realizados actualmente em 50%.

A estrutura de custos de uma obra deste tipo é a seguinte:

	PREÇO/M	% SOBRE TOTAL
ABERTURA DE VALA	2.225\$00	6,50%
INSPECCÃO.....	1.925\$00	5,62%
LIMPEZA.....	1.775\$00	5,18%
TUBO COMPACT.....	20.233\$00	59,06%
ENTUBAGEM.....	7.063\$00	20,62%
LIGAÇÕES.....	1.036\$00	3,02%
CUSTO TOTAL....	34.257\$00	100,00%

LISTA DE OBRAS REALIZADAS EM MADRID

- PONTE DE TOLEDO (monumento histórico)
- RUA DE MARTINEZ VILLER GAS (zona residencial, de escritórios e de grande

densidade de viaturas)

- PONTE DE PRAGA (atravessa o rio Manzanares e autoestrada de circunvalação M-30)

- M-30 KM 2

- COSTA DE SANTO DOMINGO (junto á GRAN VIA e PORTA DEL SOL)

DADOS NECESSÁRIOS PARA A ORÇAMENTAÇÃO DE UMA OBRA

1.DADOS DO CLIENTE E PESSOA DE CONTACTO

2.DADOS DA INSTALAÇÃO. Tipo de tubagem, material, pressão, antiguidade, comprimento, diâmetros, ramais.

3.CAUSA QUE OBRIGA Á RENOVAÇÃO . Infiltrações, fugas, obstruções, alteração da pressão. Se se fez inspecção TV obter cópia.

4.POSSIBILIDADE E PRAZOS DE INTERRUÇÃO DO SERVIÇO

5.ACESSIBILIDADE DOS EQUIPAMENTOS A ZONA DE INTERVENÇÃO. Dificuldades físicas, atmosféricas, de licenciamento, etc...

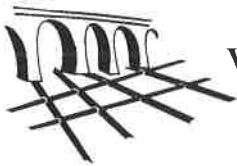
6.DESENHO DA TUBAGEM EXISTENTE (PLANTA E CORTES). Comprimentos diâmetros, dimensão das caixas de visita, profundidade, inclinações, tipo de tubagem, ramais existentes.

7.EM INSTALAÇÕES INDUSTRIAIS, dados da temperatura e produtos químicos.

8.DADOS E CONTACTO com a pessoa ou empresa que faz a manutenção deste serviço.

9.DADOS E CONTACTO com o cliente final se através de terceiros.

10.VISITA "IN SITU". Contratar os dados do plano e da informação recebida.



VII ENaSB - Encontro Nacional de Saneamento Básico
Coimbra - 14 a 16 de Fevereiro de 1996

**Estações de Tratamento de Águas Residuais
ultra-compactas pré-fabricadas:
uma experiência inovadora de colaboração
entre a Universidade e a Empresa**

Fernando J. Seabra Santos ¹

*IMAR, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra,
3049 Coimbra Codex, Portugal*

RESUMO

Apresenta-se um trabalho de colaboração estreita entre a Universidade de Coimbra e a empresa Fibromireli, com sede em Miranda do Corvo, que teve como objectivo a industrialização da construção por esta empresa, bem como a correspondente comercialização, de ETAR's (Estações de Tratamento de Águas Residuais) ultra-compactas pré-fabricadas, concebidas e projectadas no Departamento de Engenharia Civil daquela Universidade. A ligação entre as duas entidades foi assegurada por um recém-licenciado em Engenharia Civil, no âmbito do seu estágio formal de admissão à Ordem dos Engenheiros.

Estas ETAR's são formadas por um ou vários módulos cilíndricos de eixo horizontal e topos abobadados, inteiramente construídas em fábrica, em poliéster reforçado com fibra de vidro com espessura mínima de 6 mm, tendo cada um 2.5 metros de diâmetro e um máximo de 12 metros de comprimento em troços de 1.0 ou de 0.5 metros. O número de módulos e o comprimento exacto de cada um dependem do número de habitantes servidos. As Estações são constituídas por um conjunto de decantador primário, leito percolador de alta carga, decantador secundário e digestor de lamas, incluindo recirculações à cabeça da estação e ao leito percolador (recirculações primária e secundária, respectivamente) e ventilação forçada deste último órgão.

¹ Professor Associado (FCTUC)

O material filtrante é a argila expandida, com uma granulometria convenientemente seleccionada. Todos os circuitos são gravíticos, à excepção das recirculações e da alimentação do decantador secundário, feitas a partir de uma estação elevatória, igualmente incluída.

INTRODUÇÃO

As ETAR's tradicionais, quer sejam baseadas em leitos percoladores, em lamas activadas, ou em biodiscos, envolvem um conjunto importante de obras de construção civil efectuadas no local de implantação, com tempos de execução e custos relativamente elevados. Outros tipos de tratamento como as valas de oxidação e as lagoas de estabilização, de construção mais simples, exigem no entanto uma grande disponibilidade de área, o que muitas vezes constitui um factor impeditivo para a sua escolha. Todas as soluções normalmente consideradas em alternativa possuem as suas próprias características diferenciadas, das quais decorrem vantagens e inconvenientes. Não pretende esta comunicação entrar no detalhe da análise comparativa destas características, mas tão somente apresentar um sistema que, baseando-se num dos possíveis processos de tratamento convenientemente testados e consagrados, permita tirar partido da industrialização da construção.

As ETAR's que agora se apresentam traduzem uma evolução positiva nesse sentido, visto que, nomeadamente:

- permitem um tempo de instalação extremamente curto, tipicamente da ordem dos dias. Uma ETAR para duzentos habitantes, por exemplo, demora 2 dias a instalar; uma ETAR para mil habitantes, demora 1 semana a instalar.

- necessitam de uma área muito reduzida. Graças ao material de que são feitas as cubas e à compacidade da solução adoptada, são apenas necessários 40 m² para uma ETAR de 200 habitantes e 150 m² para uma ETAR de mil habitantes. Acresce que, como a ETAR fica enterrada, este espaço pode ser ajardinado.

- tem um custo total reduzido, da ordem de metade do de uma ETAR clássica construída no local, conseguido com base no aumento da industrialização da construção e na diminuição drástica do tempo de instalação.

As vantagens descritas fazem-se sem qualquer diminuição do rendimento do tratamento, já que os parâmetros de dimensionamento são exactamente idênticos aos usados numa ETAR convencional do mesmo tipo.

CONDICIONANTES DA PRÉ-FABRICAÇÃO

A opção pelo poliéster reforçado com fibra de vidro com espessura mínima de 6 mm, como material de fabrico dos módulos que compõem a ETAR, aparece naturalmente como a mais adequada, por garantir alta resistência mecânica, total estanquicidade e baixo peso. Parece igualmente favorável do ponto de vista da trabalhabilidade, existindo já no nosso país vasta experiência industrial deste tipo de material.

Todos os órgãos de tratamento são constituídos por cubas cilíndricas de eixo horizontal, inteiramente construídas em fábrica. O diâmetro das cubas é de 2.5 metros de forma a limitar a profundidade das escavações. Cada módulo é constituído por troços de 1.0 metros ou de 0.5 metros e tem um comprimento máximo de 12 metros por forma a permitir o transporte entre a fábrica e o local de instalação. O comprimento exacto dos módulos varia em função do número de habitantes servidos.

ESQUEMA GERAL DE TRATAMENTO

Uma ETAR ultra-compacta pré-fabricada deste tipo é constituída por um decantador primário com digestor de lamas, um leito percolador de alta carga e um decantador secundário. O circuito hidráulico compreende ainda uma recirculação à cabeça da estação e uma outra ao leito percolador, de modo a garantir que os rendimentos de tratamento sejam elevados e que a disposição final dos efluentes possa ser feita sem agressões ao ambiente, de acordo com a legislação em vigor. Esta ETAR inclui ainda uma estação elevatória, intercalada entre o leito percolador e o decantador secundário, que permite efectuar as duas recirculações e a alimentação do decantador secundário.

Em cada módulo, a ventilação do filtro biológico é forçada por meio de um ventilador eléctrico colocado na chaminé de ventilação do leito percolador, com funcionamento intermitente regulado em função das necessidades. A regulação dos caudais bombados e a sua distribuição pelas duas recirculações e pela alimentação do decantador secundário é feita por meio de válvulas intercaladas nos circuitos de elevação.

CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

Utilizaram-se critérios de dimensionamento correntemente apresentados na bibliografia (ver p.e. Garcez, 1973; CAES, 1978), pontualmente adaptados em função da forma cilíndrica de eixo horizontal adoptada para os vários órgãos. É igualmente proposta a utilização de argila expandida como material constituinte do filtro biológico. Foram usados os seguintes os valores:

Parâmetros gerais

- Capitação de água residual : 120 l/hab/dia
- Coeficiente de ponta adoptado: $1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_m}}$; Q_m em l/s
- Carga orgânica unitária: 54 g/hab/dia

Decantador primário / digestor de lamas

- Carga hidráulica máxima: 0.8 m³/m²/hora
- Tempo de retenção: 1.5 horas
- Tempo médio de digestão: 90 dias
- Capitação em lamas mistas: 0.81 l/hab/dia

Leito Percolador

- Carga hidráulica máxima: 1.0 m³/m²/hora
- Altura da camada filtrante: 1.90 m

Decantador Secundário

- Carga hidráulica máxima: 1.2 m³/m²/hora
- Tempo de retenção: 2.0 horas

Recirculação Primária: calculada por balanço mássico, tendo em conta que a máxima concentração admitida para o efluente é de 30 mg/l (CBO₅).

Recirculação Secundária: calculada admitindo um coeficiente de Rankine de 1.9

No quadro seguinte, apresentam-se os comprimentos dos vários órgãos, todos eles com um diâmetro de 2.5 metros, em função do número de habitantes servidos:

Nº de habitantes	Comprimento do Decantador Primário (m)	Comprimento do Leito Percolador (m)	Comprimento da Estação Elevatória (m)	Comprimento do Decantador Secund. (m)	Nº de módulos x Comp. de cada
50 a 100	3.00	1.50	1.00	2.00	1 x 7.50 m
100 a 150	4.50	2.00	1.00	2.50	1 x 10.00 m
150 a 200	5.50	2.50	1.00	3.00	1 x 12.00 m
200 a 250	7.00	3.00	2.00	4.00	2 x 8.00 m
250 a 300	8.00	4.00	2.00	4.00	2 x 9.00 m
300 a 350	9.00	5.00	2.00	4.00	2 x 10.00 m
350 a 400	10.00	5.00	2.00	5.00	2 x 11.00 m
400 a 450	11.00	6.00	2.00	5.00	2 x 12.00 m
450 a 500	12.00	6.00	3.00	6.00	3 x 9.00 m
500 a 550	13.50	7.50	3.00	6.00	3 x 10.00 m
550 a 600	15.00	7.50	3.00	6.00	3 x 10.50 m
600 a 650	16.50	9.00	3.00	6.00	3 x 11.50 m
650 a 700	16.50	9.00	3.00	7.50	3 x 12.00 m
700 a 750	18.00	10.00	4.00	8.00	4 x 10.00 m
750 a 800	20.00	10.00	4.00	8.00	4 x 10.50 m
800 a 850	20.00	12.00	4.00	8.00	4 x 11.00 m
850 a 900	22.00	12.00	4.00	8.00	4 x 11.50 m
900 a 950	22.00	12.00	4.00	8.00	4 x 11.50 m
950 a 1000	24.00	12.00	4.00	8.00	4 x 12.00 m

Por exemplo, uma ETAR para 500 habitantes será constituída por 3 módulos de 9.0 metros de comprimento, tendo cada um deles um decantador primário de 4.0 metros (o que perfaz os 12.0 metros indicados na 2ª coluna do quadro), um leito percolador de 2.0 metros (o que perfaz os 6.0 metros indicados na 3ª coluna do quadro) e um decantador secundário de 2.0 metros (o que perfaz os 6.0 metros indicados na 5ª coluna do quadro). As estações elevatórias (uma por módulo) têm sempre 1.0 metro de comprimento.

Em apêndice são apresentados, para exemplificação, um corte longitudinal e uma planta de uma ETAR ultra-compacta pré-fabricada para 200 habitantes, bem como um corte transversal pelo leito percolador e um pormenor do circuito de regulação do esgoto bombado. Com o fim

de mostrar a economia de espaço, igualmente se representam implantações sugeridas para Estações de 200 habitantes, 450 habitantes e 1000 habitantes.

INSTALAÇÃO E PROCEDIMENTOS DE MANUTENÇÃO

A instalação de uma ETAR ultra-compacta pré-fabricada deste tipo resume-se pois:

- à colocação da(s) cuba(s) no local previamente escolhido e preparado, o que se faz com auxílio de uma grua, descarregando-a(s) do camião que efectuou o transporte desde a fábrica;
- à colocação da(s) bomba(s) e do(s) ventilador(es), instalação do quadro e ligação da alimentação eléctrica;
- ao enchimento do leito percolador com o material filtrante;
- à ligação do último troço do colectador de águas residuais ao tubo de entrada da ETAR;
- à ligação do tubo de saída da ETAR ao local de disposição final dos efluentes tratados;
- à cobertura do(s) módulo(s) de tratamento com material de aterro e ao respectivo ajardinamento.

As rotinas de manutenção resumem-se à remoção periódica do material flutuante e das lamas digeridas (um e outras acumulados no decantador primário) e, eventualmente, à sua secagem, o que pode ser feito a custo extremamente competitivo, por empresas da especialidade. Um controle técnico periódico deve assegurar o correcto funcionamento do dispositivo de repartição de caudais bombados (entre o decantador secundário, a recirculação primária e a recirculação secundária), assim como o bom funcionamento dos controladores de nível para comando automático das bombas e dos ventiladores. Tratando-se de equipamento standard, altamente testado e divulgado, as avarias não serão, previsivelmente, frequentes. Todas as peças constituintes da estação e dos seus órgãos mecânicos são praticamente inertes do ponto de vista químico: poliéster, fibra de vidro e aço inoxidável.

CONCLUSÕES

A ETAR apresentada baseia-se num sistema de tratamento simples e exaustivamente testado e utilizado em estações tradicionais. A industrialização da construção permite reduzir drasticamente os tempos de execução e de montagem, do que decorre uma proposta de preço final extremamente competitiva.

O tempo de instalação é de cerca de 1 dia por cada 100 habitantes servidos. Acresce que a aquisição de uma ETAR pré-fabricada diminui muito significativamente os procedimentos administrativos necessários o que, por si só, se traduz numa economia de meios considerável.

Os custos de manutenção reduzem-se praticamente aos consumos de energia eléctrica para alimentação das bombas e dos ventiladores: são equivalentes ao de estações convencionais do mesmo tipo e bastante inferiores aos consumos de estações baseadas em tanques de arejamento.

As áreas necessárias para a sua implantação são igualmente muito reduzidas, da ordem de 1/3 da área necessária para uma estação convencional, de leito percolador ou de lamas activadas, e de 1/10 da área necessária para uma estação baseada num tanque Imhoff e numa lagoa de macrófitas. No quadro seguinte resumem-se, a título meramente aproximado, os valores característicos comparativos entre as várias soluções referidas (custos a preços de 95).

	ETAR ultra-compacta pré fabricada	ETAR convenc baseada em leito percolador	ETAR convenc baseada em lamas activadas	ETAR tanque Imhoff e lagoa macrófitas
Preço inicial (contos / hab)	15	30	35	20
Custo manut (conto/hab/mês)	0.035	0.035	0.135	0.035
Área necessária (m ² / hab)	0.15	0.5	0.5	2.0

Em finais de 1995, podem considerar-se encorajadores os resultados obtidos. Com efeito, o processo de industrialização de ETAR's entrou em regime de cruzeiro, tendo sido instaladas até ao momento uma ETAR para 200 habitantes numa unidade industrial em Cernache, Concelho de Coimbra, uma outra para 450 habitantes numa urbanização na Torreira, Concelho da Murtosa e uma terceira para 650 habitantes em Góis.

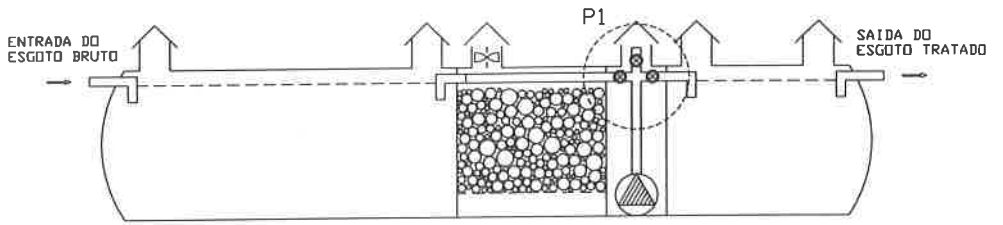
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CAES - Tratamento de Águas Residuais. Ed.: Centro Tecnológico da Direcção Geral de Saneamento Básico, 1978.

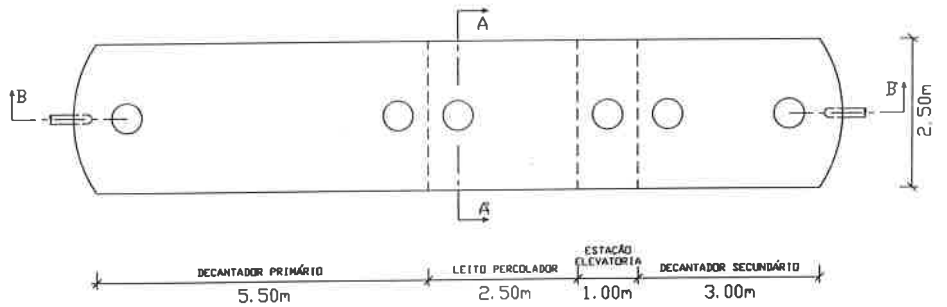
Garcez, L. Nogueira, 1973 - Elementos de Engenharia Hidráulica e Sanitária. S. Paulo.

APÊNDICE

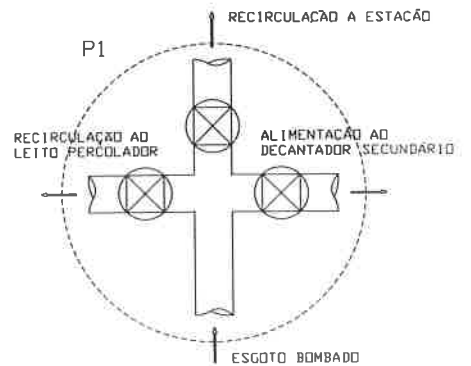
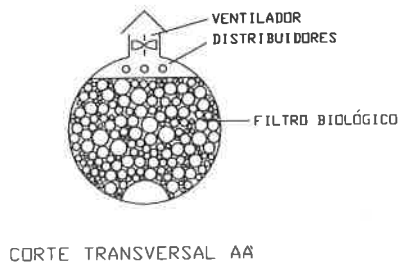
ETAR ultra-compacta pré-fabricada para 200 habitantes



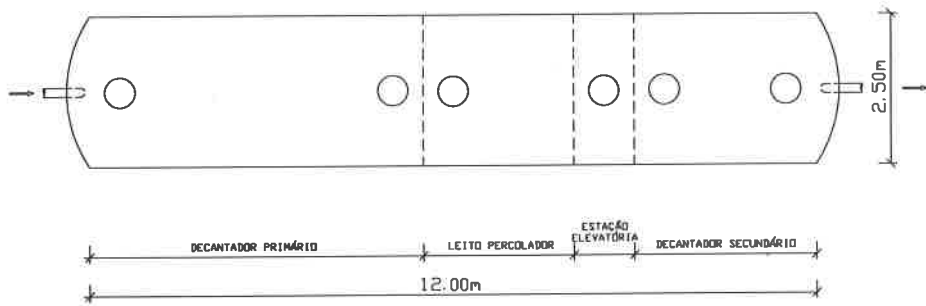
CORTE LONGITUDINAL BB



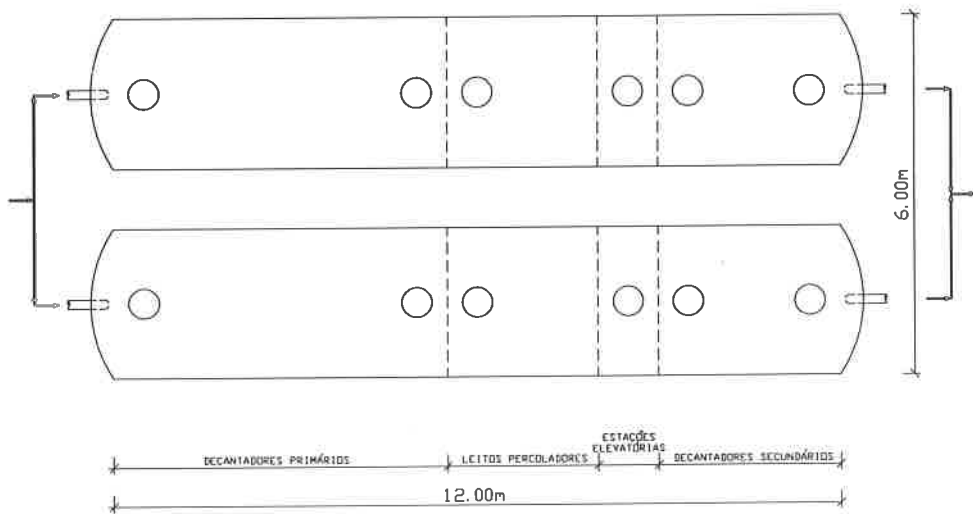
PLANTA



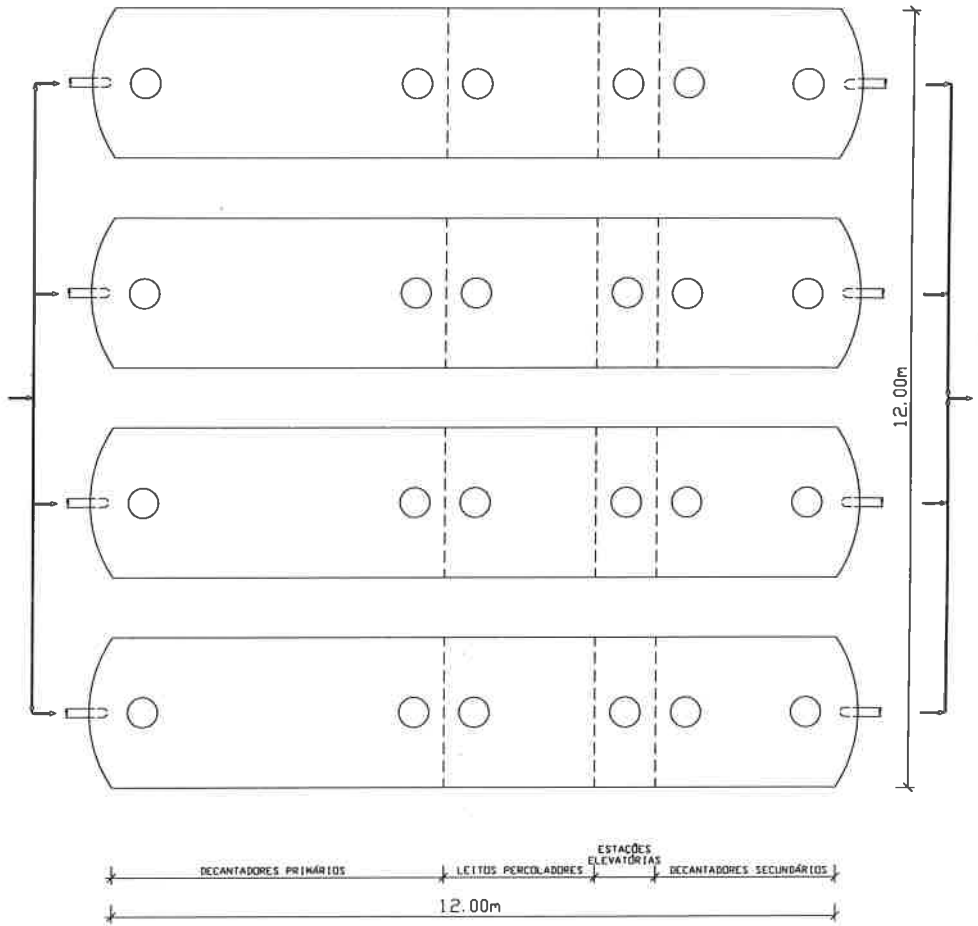
ETAR 200 hab. (Planta)

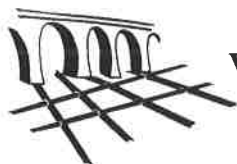


ETAR 450 hab. (Planta)



ETAR 1000 hab. (Planta)





VII ENaSB - Encontro Nacional de Saneamento Básico
Coimbra - 14 a 16 de Fevereiro de 1996

SANEAMENTO DE S. PEDRO DE MOEL

Rede e Destino Final

P. Celestino da Costa, M.L. Bénard Guedes e Madalena Oliveira*

Av. da Liberdade, 177-2º - 1250 LISBOA - PORTUGAL

RESUMO

Descreve-se como se encarou o problema de instalar rede doméstica com destino final em boas condições ambientais.

ANTECEDENTES

Em Fevereiro de 1990, a Câmara Municipal da Marinha Grande solicitou, ao primeiro signatário, parecer sobre o previsto sistema de águas residuais de S. Pedro de Moel. A Câmara dispunha de projecto de rede e estação de tratamento, com descarga final do efluente para linha de água que directamente desagua na praia. S. Pedro de Moel, ao tempo, não dispunha de rede de esgotos e mantinha-se com sistema de fossas individuais que tinha, no entanto, a vantagem de não obrigar a qualquer descarga de esgotos na praia, antes através de sistemas mais ou menos precários de infiltração nos terrenos arenosos da vila. Nestas condições, as águas da praia não acusavam qualquer poluição e a praia era contemplada com a Bandeira Azul europeia.

Pareceu aos Eng^{os} José Carvalho dos Santos e Joaquim Costa dos Serviços Camarários que a execução do projecto disponível não iria garantir a até então excelente qualidade das

* Eng^{os} Civis. DRENA. Av. da Liberdade, 177-2º - 1250 LISBOA

águas balneares. Na realidade, como foi expresso no referido parecer «a concretização do sistema de tratamento e lançamento final projectado viria a conduzir, em nome do progresso, a um indesculpável e lamentável retrocesso».

SOLUÇÕES ALTERNATIVAS DE DESTINO FINAL

O tratamento biológico previsto no projecto anterior era apresentado nos moldes dos anos 60, quando nas enciclopédias e livros de texto «se confundia tratamento biológico ou secundário com tratamento completo». Na realidade, o tratamento biológico é apenas um tratamento parcial. Entre outras insuficiências, reduz muito pouco a concentração bacteriana. Esgoto bruto tem, entre nós, concentrações de coliformes fecais da ordem de 10^7 a 10^8 C.F./100 ml quando essa concentração pelos índices da CEE para águas balneares não devem ter mais que $10^2/100$ ml. São, assim, necessárias reduções de 100 000 a 1 000 000 de vezes, quando o tratamento secundário clássico reduz apenas 100 vezes. Mas mesmo que se viesse a efectuar essas reduções (com muito mais elevados e muito mais caros graus de tratamento) a solução de descarga directa na praia nunca é de aconselhar por razões de fiabilidade (qualquer avaria tem desastrosas consequências) e de qualidade ambiental (ausência total de quaisquer descargas). Examinadas outras alternativas de lançamento final, concluía-se no referido parecer para soluções de lançamento no mar ou no solo.

Para o lançamento no mar, dados os relativamente pequenos caudais a descarregar e a grande extensão de costa, uma possível descarga marginal consideravelmente afastada da praia principal poderia ser encontrada. Mas na realidade, em baixa-mar, tem-se uma praia única de enorme extensão, acessível em vários locais. Não teria qualidade ambiental prever nestas condições uma qualquer descarga nas margens.

A descarga, pelo mar dentro, através de emissário submarino, não teria viabilidade económica (a necessidade de grandes escavações na «surf zone» só se justificaria para caudais ou diâmetros de colectores muito maiores); teria acentuadas dificuldades técnicas (mar sempre muito violento com incidência de fortes correntes desencontradas); e não seria funcionalmente aconselhável (os caudais de Verão duram dois a três meses e no resto do ano são diminutos, o que obrigaria a longas paragens, com deposições e intrusão de água salina).

Pelo contrário, a solução de destino final no terreno, oferece todas as vantagens e possibilidades.

As técnicas de lançamento no terreno são conhecidas desde o início da construção das

primeiras redes de colectores modernas (meados do século passado). Foi através delas (campos d'égandage de Paris e Berlim por exemplo) que os primeiros projectistas conseguiram evitar as evidentes poluições de cursos de água. Durante a «crise do ambiente», anos 70, foram reveladas nos EUA técnicas seguras e eficazes de lançar e simultaneamente tratar águas residuais nos solos. Essas técnicas são: a infiltração rápida para solos muito permeáveis; o espalhamento superficial para solos compactos; e a irrigação (agrícola ou florestal) para casos intermédios.

CONDIÇÕES GEOGRÁFICAS E GEOLÓGICAS

Cerca de S. Pedro de Moel desenvolve-se o Pinhal de Leiria e é possível alcançar extensas áreas arenosas logo a norte da vila. A sul e a leste da vila é onde se prevê a expansão urbana e onde se situam as actuais captações de água do aglomerado.

Condições geológicas descritas para a região da Marinha Grande, pelos Serviços Geológicos de Portugal, mostram o afloramento do Liás (jurássico inferior) formando arribas num comprimento de cerca de 10 kms que incluem a zona de S. Pedro de Moel. O Liás é constituído por diversas camadas de calcários margosos, margas cinzento-azuladas e xistos betuminosos. Acima e para o interior das arribas há formações do Pliocénico e grandes extensões de dunas (Pinhal de Leiria). Estas últimas formações, diz a Notícia Explicativa dos referidos Serviços *«são muito permeáveis, mas as camadas subjacentes que são as que afloram nas arribas são compactas e impermeáveis»*.

A nosso pedido foram feitas sondagens em vários locais da zona que se afigurava interessante para o efeito de infiltração e encomendou-se estudo geológico à firma CêGê.

LANÇAMENTO FINAL E TRATAMENTO PELO TERRENO

Os terrenos onde se construiu a estação de tratamento, têm por baixo cerca de 10 metros de espessura de areias e as camadas subjacentes impermeáveis parece que tendem a descer para o interior e não para a costa. Para uma completa purificação dos efluentes, a técnica americana recomenda cerca de 3 a 4 metros de espessura de areia, pelo que é de prever, nas nossas condições, um altíssimo grau de depuração, com prática anulação de qualquer contaminação bacteriológica nas águas infiltradas. Estas sofrem, efectivamente, tratamento do nível terciário com redução praticamente total de outros parâmetros tais como carga orgânica (CBO), sólidos em suspensão (SS), nutrientes e metais.

Como tratamento artificial prévio, antes da infiltração, parece bastar tecnicamente apenas a sedimentação, já que estudos experimentais americanos mostraram um ganho mínimo na introdução do secundário (a própria filtração pelo terreno efectiva não só o tratamento secundário como o terciário). No entanto, quer como segurança adicional no controlo de cheiros, quer para assegurar a necessária flexibilidade perante a enorme variação dos caudais (Verão, Inverno e fins-de-semana) introduziu-se lagoa arejada, com motor regulável, no processo de tratamento prévio.

A população, no Verão, é da ordem da dezena de milhar de habitantes, no Inverno apenas algumas centenas e, em fins-de-semana, tem-se variável número de alguns milhares.

Em outra comunicação deste Encontro, a estação de tratamento é analisada e descrita em pormenor.

REDE GRAVÍTICA E BOMBAGENS

Em desenho anexo, sintetiza-se o essencial da rede:

- Colector principal oeste (zona baixa)
- Colector principal leste (zona baixa)
- Estação e conduta elevatória da zona baixa para a zona alta
- Colector principal final (zona alta)
- Estação elevatória para a ETAR

Como convém à minimização da geração de sulfídrico (e consequentes odores e corrosões) a maior extensão dos colectores de transporte das águas residuais é gravítica e só em distância realmente curta se instala a conduta elevatória da zona baixa (tubo fechado, portanto sem arejamento e assim mais susceptível de originar putrefacção).

Antes da ETAR há que proceder a uma elevação final que foi prevista com parafusos de Arquimedes para melhor adaptação à variação de caudais.

A estação elevatória da zona baixa, construída sensivelmente no local onde, no projecto anterior, se previa uma ETAR, foi concebida tendo em atenção a necessidade de controlar o tempo de retenção no poço da estação que, no período de Inverno, seria muito exagerado originando putrefacção e depósitos. O controlo automático de arranques é, assim, feito de modo ao arranque do motor, qualquer que seja o caudal, se fazer no máximo meia hora depois da anterior paragem. Mesmo assim, nas condições de caudal mínimo (fora da época banhar e fins-de-semana) o tempo de percurso na elevatória acaba por ser bastante grande com tendên-

cia para, como já se verificou, originar maus cheiros, principalmente na caixa de visita de chegada ao colector gravítico final. A duplicação da conduta elevatória para caudais de Verão e de Inverno, inicialmente prevista, acabou por não se fazer mas exige controlo das condições de septicidade mediante a adição pingo a pingo de líquido clorado próprio que se tem revelado muito eficaz.

REQUISITOS PARA BOMBAGEM DE EMERGÊNCIA

Além dos cuidados acabados de referir, houve que dar particular atenção à bombagem de emergência, já que eventual falha de corrente eléctrica originaria o envio para a praia da maior parte dos caudais do sistema, já que a configuração topográfica da vila impõe que a maior parte dos caudais se origine na zona baixa.

Foi assim instalado gerador-alternador a óleo que arranca automaticamente quando falha a energia eléctrica.

CONSTRUÇÃO

A obra foi concursada entre Outubro de 1992 e Dezembro de 1994, com os seguintes valores de adjudicação:

	Abertura de concurso	Adjudicação	Valor da adjudicação (contos)
Estação elevatória da vila	28-10-92	07-04-93	44 214
ETAR	02-11-92	28-04-93	96 883
Rede - Zona alta	18-08-93	10-02-94	41 799
Rede - Zona baixa	08-09-94	15-12-94	113 328

ELIMINAÇÃO DE FOSSAS

A eliminação do sistema de fossas foi feito construindo a rede de jusante para montante e eliminando as fossas à medida que progredia a instalação dos colectores.

DRENAGEM PLUVIAL

Mantiveram-se, por suficientes, os dispositivos de drenagem pluvial existentes.

FUNCIONAMENTO

Quer a rede quer a ETAR funcionam de acordo com o previsto mantendo-se, na rede, a necessidade do já referido controlo de septicidade em certos períodos. Na ETAR o sistema de infiltração estará porventura dimensionado por excesso de tamanho, mas esta foi uma opção conscientemente tomada por ser mais fácil vir a reduzir o número de valas do que ter posteriormente de o aumentar.

REUTILIZAÇÃO

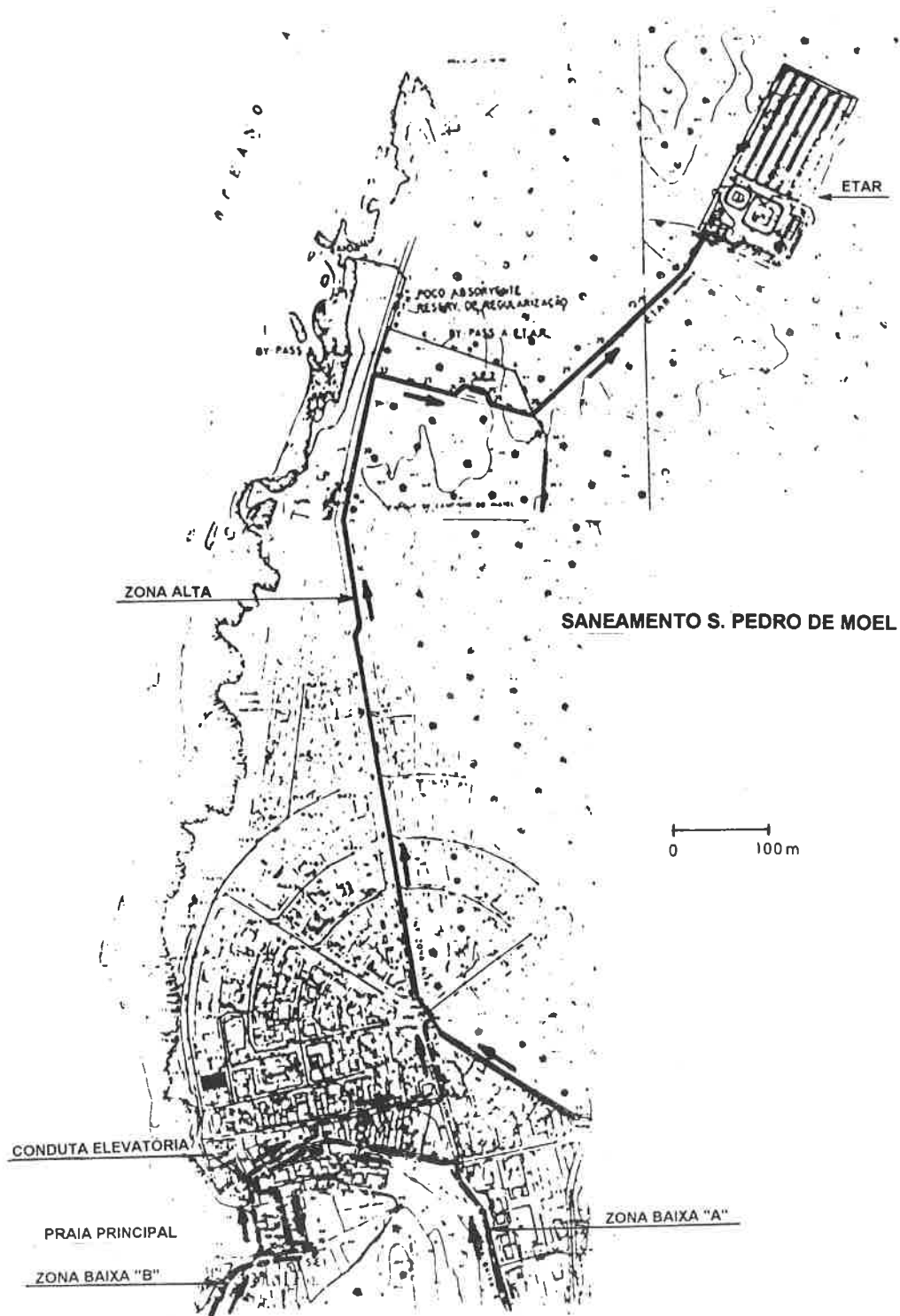
Por meio de furos de captação localizáveis na vertical das valas de infiltração é fácil captar as águas residuais tratadas e utilizá-las praticamente sem restrições sanitárias, dado o muito elevado grau de tratamento conseguido (nível terciário). No entanto, apenas durante certos meses de Verão (dois a três meses na região de S. Pedro de Moel) se poderão ter caudais significativos, pelo que não será provavelmente justificável economicamente proceder a essa reutilização - que é, no entanto, passível de se vir a fazer sempre que se quiser.

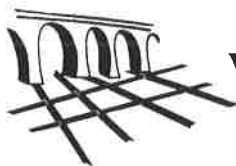
Desfazendo mito que tem recentemente sido posto em voga, a operação essencial de disposição final das águas residuais urbanas é a sua integração no ambiente em condições favoráveis para este, só se devendo fazer a reutilização na medida em que seja economicamente justificável ou em casos de evidente necessidade ou conveniência.

CONCLUSÃO

Foi possível instalar em S. Pedro de Moel uma moderna rede de esgotos domésticos sem alterar minimamente a qualidade das águas balneares da praia principal e de toda a orla costeira. O tratamento e disposição final dos efluentes é feito por processo inteiramente adequado que permite tratamento de nível terciário e disposição final sem inconvenientes ambientais, sendo excelente a integração paisagística.

Realça-se que o êxito do empreendimento não teria sido possível sem o interesse, competência e atenção demonstradas desde o início pelo município e muito particularmente pelos Srs. Eng^o do Ambiente José Carvalho dos Santos e Eng^{os} Civis Joaquim Costa e Fernando Malhó.





TRATAMENTO DE ÁGUAS RESIDUAIS PELO TERRENO ETAR DE S. PEDRO DE MOEL

Ana Cristina Gomes¹, Pedro Celestino da Costa²

*DRENA - Estudos e Projectos de Saneamento, Lda.,
Av. da Liberdade, 177-2º - 1250 LISBOA - PORTUGAL*

RESUMO

As características excepcionais de permeabilidade dos terrenos destinados à implantação da ETAR, por um lado, e a necessidade de afastar o ponto de descarga das águas residuais de S. Pedro de Moel das zonas balneares (praias), por outro, conduziram à opção de um esquema de tratamento que incluisse o tratamento pelo terreno. O método escolhido foi a infiltração rápida, em que o efluente, após um pré-tratamento adequado, é aplicado em bacias de infiltração, onde percola e pode eventualmente atingir e recarregar o lençol freático.

Deste modo, ao mesmo tempo que se procede à optimização da depuração de um efluente líquido, à medida que este atravessa a matriz do solo, resolve-se o problema do seu destino final.

INTRODUÇÃO

A disposição final de águas residuais urbanas no terreno, em vez de no rio, numa praia ou num curso de água, é naturalmente um processo radical de eliminação da poluição do curso

¹ Eng^a Química

² Eng^o Civil

de água. E em climas mediterrânicos como o nosso (meses seguidos sem chuva) esta alternativa de disposição final poderá ser, em muitas situações, uma das hipóteses mais apropriadas para manter cursos de água em condições próximas das originais. Tudo dependerá da proporção entre as cargas poluidoras e os caudais das águas receptoras.

Para terrenos arenosos muito permeáveis, como é o caso em estudo, a infiltração é muito rápida, pelo que as áreas necessárias são relativamente pequenas. Desde que o efluente disponha em profundidade de alguns metros de solo seco para passar, a purificação que se consegue é muito elevada e de nível terciário.

Os pré-tratamentos aplicados aos processos de infiltração rápida variam de primário a secundário, consoante as características de permeabilidade dos solos onde são aplicados e a espessura da camada filtrante.

No caso de S. Pedro de Moel, a escolha do esquema de pré-tratamento teve como principal condicionante a grande variabilidade de caudais afluentes durante o ano. No Inverno o montante populacional, responsável pela afluência de caudal à estação, resume-se à população residente no local; a população flutuante, característica dos fins-de-semana da Primavera, Outono e Inverno, aumenta significativamente esse valor. No entanto é no Verão que esse aumento é verdadeiramente sentido, devido principalmente à lotação da capacidade dos parques de campismo existentes. Assim, optou-se por efectuar um pré-tratamento constituído por operações de gradagem de sólidos grosseiros, desarenação, sedimentação/digestão de sólidos suspensos e um tratamento de lagunagem constituído por uma lagoa arejada e uma de sedimentação e maturação. Só então o efluente é lançado nas bacias de infiltração.

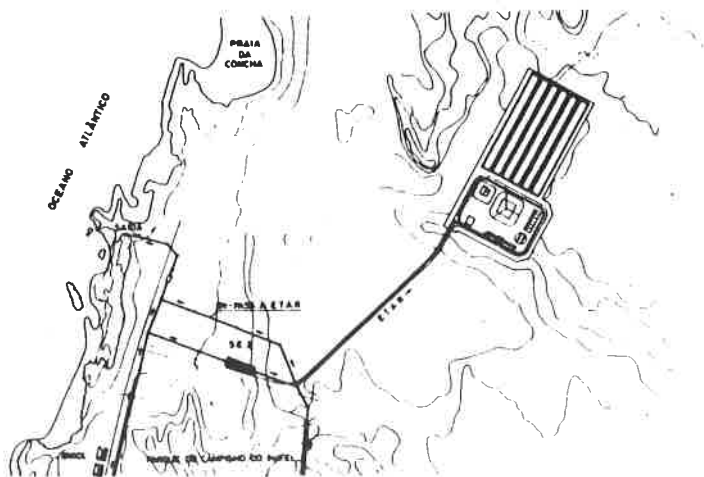


Fig. 1 - Localização da ETAR

CARACTERIZAÇÃO DAS ÁGUAS RESIDUAIS AFLUENTES À ETAR

São apresentadas no Quadro 1 as características das águas residuais afluentes à ETAR.

QUADRO 1 - Caudais e cargas poluentes afluentes à ETAR

	Ano inicial			Ano 20			Ano 40		
	Inv	Fins de semana	Verão	Inv	Fins de semana	Verão	Inv	Fins de semana	Verão
População (hab)	371	1464	6614	467	1800	8125	561	2130	9587
Capitação de água (l/hab.d)	150	225	225	180	270	270	200	300	300
Águas residuais									
Caudal médio									
m ³ /d	55,6	329	1488	84	486	2194	112	639	2876
l/s	0,64	3,81	17,22	0,97	5,63	25,39	1,30	7,40	33,29
Factor de ponta	6,00	4,66	3,53	5,76	4,49	3,39	5,56	4,35	3,29
Caudal de ponta (l/s)	4,35	18,70	65,02	6,33	26,64	92,51	8,20	34,00	117,88
Cargas poluentes									
CBO ₅ ¹ (20°C)									
kg O ₂ /d	22,3	87,8	396,8	28,0	108,0	487,5	33,7	127,8	575,2
mg/l	401	267	267	333	222	222	301	200	200
SST ²									
kg O ₂ /d	33,4	131,8	595,3	42,0	162,8	731,1	50,5	191,7	862,8
mg/l	600	400	400	500	333	333	450	300	300

DESCRIÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DO PROCESSO

Visando a análise dos terrenos de fundação das diversas estruturas que constituem a Estação de Tratamento foi efectuada uma campanha de prospecção geotécnica, visando essencialmente o conhecimento da espessura das dunas, natureza geológica do substrato rochoso e situação dos níveis freáticos existentes.

Foram realizadas, ainda, em algumas das sondagens, ensaios de permeabilidade do tipo Lefranc a fim de se avaliar a permeabilidade «in situ» das areias das dunas.

O referido estudo permitiu concluir o seguinte:

1. Sob o ponto de vista geológico, a zona é dominada por um extenso afloramento de dunas e areias de dunas.
2. As formações das dunas apresentam uma espessura que varia de 20 m junto ao mar, a cerca de 8,6 m mais a leste da zona projectada.
3. Na zona destinada às bacias de infiltração a espessura varia de 8,6 a 11,5 m.

¹ Capitação de CBO₅ considerada = 60 g/hab.d

² Capitação de sólidos suspensos totais considerada = 90 g/hab.dia

4. Subjacente às areias das dunas, ocorre uma formação argilosa com espessura da ordem de 1 a 1,5 m.
5. O substrato rochoso é constituído por uma formação rochosa compacta do tipo Metangiano.
6. A análise do resultado dos três ensaios de permeabilidade Lefranc (Quadro2), efectuados na zona destinada às bacias de infiltração, mostra que as formações arenosas apresentam um coeficiente de permeabilidade (K) da ordem dos 10^{-2} ms^{-1} , o que indicia uma permeabilidade elevada, quer no sentido horizontal quer vertical.

QUADRO 2 - Ensaios LeFranc - Carga constante

Ensaio	Leituras			Cálculo	
	Altura de água acima do nível freático	Tempo (seg)	Absorção (litros)	Caudal (m^3/s)	Permeabilidade (m/s)
1	2,8	300	475	0,001583333	2,22 E-02
2	4,1	900	366	0,000406666	8,34 E -03
3	6	900	446	0,000495555	1,49 E-02

DESCRIÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DO PROCESSO

Período de Verão

As águas residuais afluem à ETAR através de um emissário construído para o efeito, após o que entra no circuito de tratamento. A primeira operação a ter lugar consiste na elevação de caudal através de parafusos de Arquimedes e dá-se início à operação de gradagem mecânica de malha de 20 mm (manual em reserva) onde se pretende remover os sólidos de maiores dimensões que possam ser transportados no efluente.

Segue-se a desarenação associada a um canal Parshall, que permite a medição dos caudais de uma forma contínua e instantânea.

O efluente é então introduzido no tanque «Imhoff» onde se dá a separação das fases líquida e sólida sedimentável.

O efluente primário obtido é conduzido por gravidade para um sistema de lagoas (lagoa arejada em série com uma lagoa de sedimentação) que permite a afinação da qualidade do efluente antes de ser conduzido às bacias de infiltração que constituem o destino final do efluente.

Os sólidos sedimentáveis obtidos na zona de decantação do tanque «Imhoff» são dirigidos para a zona inferior do tanque denominada zona de digestão onde sofrem digestão anaeróbia.

róbia antes de serem conduzidos aos leitos de secagem onde se dá a sua desidratação.

Período de Outono, Inverno e Primavera

Dada a grande disparidade de caudais que a instalação deve abranger, foi previsto um sistema alternativo de elevação para caudais abaixo de 10 l/s, existentes durante o Inverno, constituído por grupos electrobomba submersíveis instalados num poço adjacente à câmara dos Parafusos ligado directamente ao sistema de lagunagem. No seu trajecto há apenas uma interrupção onde se efectua a operação de gradagem mediante uma grade manual.

Nas situações em que o caudal é superior a 10 l/s dá-se o funcionamento dos parafusos de Arquimedes e as águas residuais entram directamente no sistema de lagunagem (sem passarem pelo tratamento primário) que foi concebido para fazer face à grande disparidade de caudais resultante do aumento significativo de população verificada nos fins-de-semana. O sistema de arejamento da primeira lagoa só entra em funcionamento quando as condições assim o exigirem (fins-de-semana e esporadicamente durante o resto do tempo).

Tal como no sistema de Verão, o destino final do efluente é a infiltração rápida no terreno.

Apresentam-se nas figuras 2 e 3 os esquemas de tratamento adoptados para o Verão e Inverno, respectivamente.

ASPECTOS CONCEPTUAIS DA ETAR

Pré-Tratamento

O estudo da estação de tratamento de águas residuais de S. Pedro de Moel, apontou para a realização de uma lagoa arejada como método de eleição. Essa escolha, teve como razão, o facto de ser um método que permite adoptar a tecnologia das lagoas de oxidação, que envolve investimentos reduzidos mas disponibilidades de área muito elevadas, a situações de grande disparidade de caudais (Verão/Inverno) e de áreas disponíveis relativamente limitadas.

Através do fornecimento artificial de oxigénio, são auxiliados os mecanismos de transferência de oxigénio a partir do ar e é possível utilizar lagoas consideravelmente mais pequenas. Por outro lado, é possível, através do funcionamento (ou não) dos arejadores, controlar os sistemas biológicos dominantes na lagoa.

Assim e neste caso, o sistema de arejamento entra em funcionamento quando os caudais afluentes o justifiquem (Verão e Fins-de-semana nas restantes estações). Uma lagoa de sedimentação/maturação completa o sistema, permitindo a clarificação e afinação da qualidade do

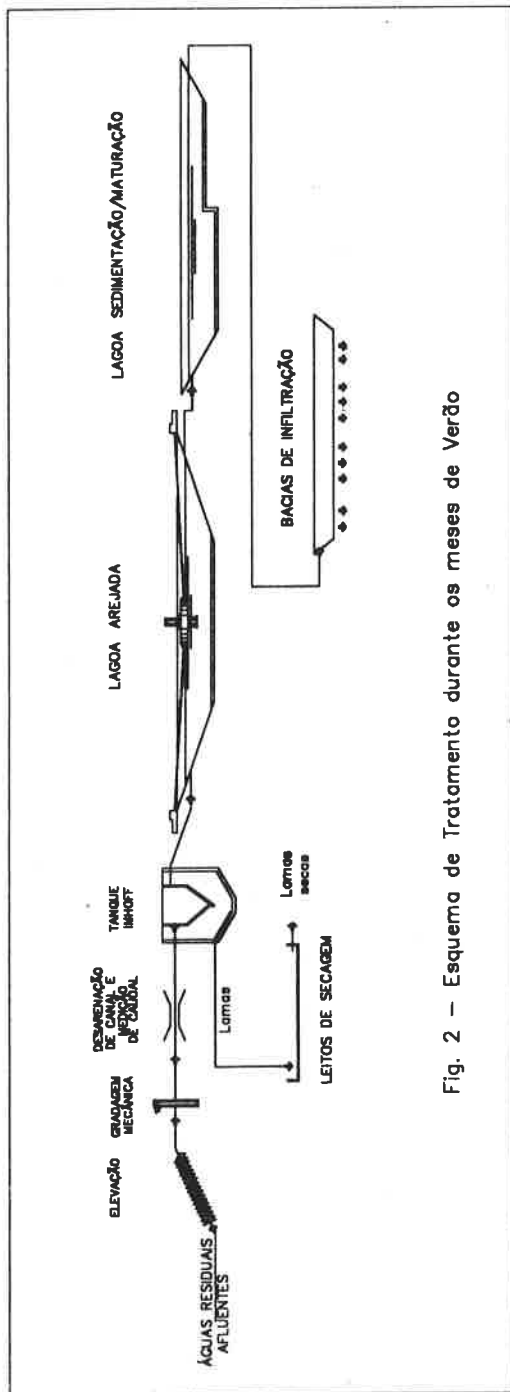


Fig. 2 - Esquema de Tratamento durante os meses de Verão

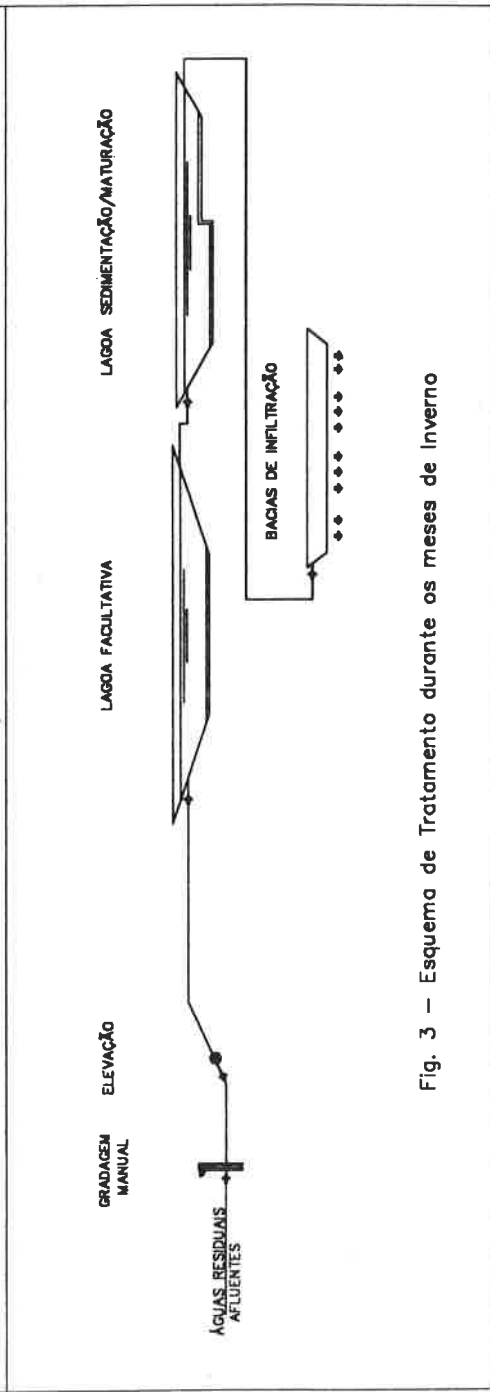


Fig. 3 - Esquema de Tratamento durante os meses de Inverno

efluente proveniente da lagoa arejada.

No Verão, o sistema biológico (lagoas) é auxiliado a montante pelo tratamento primário efectuado no tanque Imhoff. No Outono, Inverno e Primavera, o sistema de tratamento primário está fora de serviço e o sistema de tratamento resume-se ao pré-tratamento e ao tratamento biológico efectuado nas lagoas. Em ambos os casos, tal como já foi referido, o efluente destina-se ao sistema de infiltração rápida realizado mediante bacias de infiltração.

O processo proposto, tem a vantagem de implicar muito pequena utilização de equipamento electromecânico, que se reduz praticamente ao arejador.

A lagoa de oxidação com arejamento é uma lagoa facultativa de mistura parcial, em que o oxigénio originado pela produção fotossintética, que é neste caso relativamente pouco e pela transferência através da superfície, é complementado pelo oxigénio transferido através do funcionamento de uma arejador mecânico de superfície (flutuante).

No Quadro 3 são apresentadas as características geométricas das lagoas

QUADRO 3 - Lagoas - Características geométricas

	Dimensões à superfície (mm)	Dimensões de fundo (mxm)	Altura máxima de líquido (m)	Volume total (m ³)
Lagoa arejada	29,5 x 29,5	16,0 x 16,0	3	1458
Lagoa de sedimentação	19,0 x 19,4	9,0 x 10,2	2	243

Infiltração rápida

No tratamento de águas residuais no solo, por infiltração rápida, a maior parte do afluente percola através da matriz do solo podendo, eventualmente, atingir e recarregar o lençol freático.

As águas residuais são aplicadas a solos de alta permeabilidade (como solos arenosos) por intermédio de aspersores ou, o que é mais usual e, como neste caso, por espalhamento superficial em bacias projectadas de modo a permitir que os períodos de repouso de cada bacia sejam tais que se restabeçam as intensidades de infiltração correspondentes ao início do ciclo de aplicação do afluente. A duração desses períodos varia com as condições climáticas locais, com a carga de sólidos em suspensão a aplicar e com os próprios objectivos pretendidos.

Em geral, o objectivo principal da infiltração das águas residuais é o respectivo tratamento. No entanto, o efluente pode ser reutilizado para a indústria, para a irrigação de áreas cultivadas, para recarregar aquíferos evitando-se, por exemplo, riscos de intrusão salina ou, pura e simplesmente, pode ser «abandonado» ao seu destino natural quer seja alimentação de

linhas de água quer seja o enriquecimento de reservas subterrâneas, situação do caso em estudo.

No Quadro 4 são apresentadas as características geométricas e as condições de funcionamento das bacias de infiltração.

QUADRO 4 - Bacias de infiltração rápida - Características

Características geométricas	
Nº de bacias de infiltração	6
Comprimento unitário	110 m
Largura unitária	10 m
Área unitária	1100 m ²
Área de líquido considerada	0,40 m
Inclinação dos taludes	1:3 m/m
Área total de infiltração	6600 m ²
Carga hidráulica média anual	125 m/ano
Coefficiente de permeabilidade do terreno	10 ⁻² m/s
Ciclo de operação:	
Período de aplicação	7 dias
Período de repouso	14 dias
Ciclo de operação	21 dias

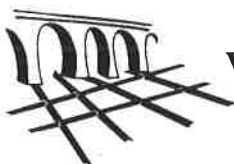
CONCLUSÕES

A associação dos processos físicos e biológicos adoptada com o método de tratamento pelo terreno por infiltração rápida garante a flexibilização do processo de tratamento, perante a grande variabilidade de caudais afluentes permitindo, simultaneamente, afirmar com segurança que o tratamento adoptado é susceptível de produzir, na sua globalidade, um efluente final com características de tratamento terciário, em termos de carências bioquímicas, sólidos suspensos, nutrientes e parâmetros bacteriológicos, ou seja com um grau de qualidade que, para além de cumprir as normas de qualidade actualmente em vigor, permite a sua integração no meio natural sem lhe causar danos e sem pôr em risco quer as reservas hídricas, quer a qualidade das praias existentes na região.

Apesar da Estação de Tratamento de S. Pedro de Moel ter entrado em funcionamento apenas há alguns meses, as informações disponíveis sobre o seu funcionamento são bastante favoráveis e optimistas. Será, no entanto, imprescindível aguardar os resultados analíticos resultantes de um ciclo completo de estações do ano, de modo a avaliar o seu comportamento face a todas as situações de afluência para as quais foi concebida.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BARNES D., WILSON, F., 1976 - *The design and operation of small sewage works*. Spon Ltd., Set 1976, London
- COSTA, P.C. - *Tecnologias apropriadas em obras de Saneamento Básico*
- DICKINSON, O., 1974 - *Practical Waste Treatment and disposal*, Applied Science Publishers, Ltd., London
- D'ITRI, F. M., 1977 *Wastewater Renovation and Reuse*, Marcel Dekker, 1977, USA
- DRENA, 1992 - *Estação de Tratamento de Águas Residuais de S. Pedro de Moel* - Projecto de Execução
- EPA, 1977 - *Wastewater Treatment Facilities for sewerred small communities*. Process Design Manual, October 1977, Washington
- EPA, 1981 - *Process Design Manual. Land Treatment of Municipal Wastewater* 1981, Washington
- JORDÃO, E.P., PESSOA, C.A., 1982 - *Tratamento de Esgotos Domésticos*. Vol. I - Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, 1982, Rio de Janeiro
- MATOS, J.S., 1985 - *Dimensionamento de Sistemas de Tratamento de Águas Residuais no Solo, I - Informação Base para o Dimensionamento e Seleccção de Soluções*
- MATOS, J.S., 1985 - *Dimensionamento de Sistemas de Tratamento de Águas Residuais no Solo, III - Infiltração Rápida*
- METCALF & EDDY, Inc., 1991 - *Wastewater Engineering: Treatment Disposal Reuse*. Third Edition, McGraw-Hill Book Company, 1991, Singapore
- SHUVAL, 1977 - *Water Renovation and Reuse*. Academic Press, 1977, New York



VII ENaSB - Encontro Nacional de Saneamento Básico
Coimbra - 14 a 16 de Fevereiro de 1996

Caracterização das Explorações de Suinicultura Relativamente aos Sistemas de Protecção Ambiental

José Roberto Bicudo^{*}, António Albuquerque^{**}

Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Av. do Brasil 101, 1799 Lisboa Codex

RESUMO

Nesta comunicação apresentam-se os resultados relativos a um inquérito efectuado junto de 1 300 explorações de suinicultura a nível nacional. A informação obtida permitiu, essencialmente, quantificar e tipificar as explorações (localização, número de efectivos, tipo de alimentação, regime de lavagens, área ocupada e área disponível para outras actividades agrícolas, estimativas do rendimento bruto, etc.), bem como os sistemas de protecção ambiental (sistemas de colecta, armazenamento e tratamento de efluentes, destino final e controlo analítico dos efluentes rejeitados). Obteve-se também informação relevante no que diz respeito à aplicação potencial dos efluentes de suinicultura nos solos e aos aspectos económico-financeiros relacionados à produção de animais. A informação que agora se disponibiliza é original e constitui uma base indispensável ao planeamento de estratégias consistentes e ajustadas às reais necessidades dos suinicultores.

^{*} Eng^o Sanitarista, Ph.D., Investigador Auxiliar do LNEC

^{**} Eng^o do Ambiente e Sanitarista, M.Sc. DIC, Bolseiro equiparado a Assistente de Investigação do LNEC

INTRODUÇÃO

O Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) foi designado pela Federação Portuguesa de Associações de Suinicultores (FPAS) como a entidade técnica responsável pela elaboração de um Plano de Adaptação à legislação ambiental pelo sector da suinicultura, no âmbito do Protocolo de Adaptação à Legislação Ambiental pelo Sector das Suiniculturas, estabelecido entre os Ministérios do Ambiente e Recursos Naturais e da Agricultura, Pescas e Alimentação e a FPAS.

Uma das etapas deste Plano envolveu a realização de um inquérito às explorações de suinicultura a nível nacional, destinado a identificar as principais características das explorações assim como os sistemas de protecção ambiental (colecta, armazenamento, tratamento e destino final dos dejectos animais). A informação que agora se disponibiliza é original e constitui uma base indispensável ao planeamento de estratégias consistentes e ajustadas às reais necessidades dos suinicultores.

CARACTERÍSTICAS DAS EXPLORAÇÕES

A maior parte das explorações de suinicultura está localizada em zonas rurais, com maior concentração nos distritos de Setúbal, Leiria, Santarém e Lisboa.

O tipo de exploração mais utilizado, na generalidade dos distritos, é o de ciclo fechado (62%) seguido de engorda, de recria ou acabamento e de produção de reprodutores. Na Fig. 1 apresenta-se a distribuição do número total de animais, porcas reprodutoras, animais em engorda e varrascos por distrito. O efectivo total, apurado no inquérito, representa aproximadamente 25% do número total de animais no País.

Cerca de 44% das explorações inquiridas possuem mais de 1000 animais, dos quais cerca de 70% se localizam nos distritos de Leiria, Lisboa, Santarém e Setúbal (Fig. 2). As unidades com menos de 500 animais totalizam 30% do número total de explorações apurado no inquérito. Estes resultados, embora de âmbito restrito, indicam uma concentração de animais nas explorações de média-grande dimensão. De facto, aproximadamente 90% das explorações inquiridas são do tipo industrial (mais de 20 porcas reprodutoras), sendo que cerca de 70% destas se localizam nos distritos de Leiria, Lisboa, Santarém e Setúbal.

Estes resultados contrastam, entretanto, com os dados oficiais relativos às declarações de existências (IPPAA, 1994) que registou cerca de 76% de explorações do tipo familiar e 24% do tipo industrial. Esta diferença parece ser devida ao elevado número de explorações

industriais associadas nas Associações federadas na FPAS e que responderam maioritariamente ao inquérito. Por outro lado, os mesmos dados disponibilizados pelo Instituto de Protecção da Produção Agro-Alimentar (IPPAA) indicam um aumento de cerca de 17% das explorações industriais nos últimos quatro anos. É hoje cada vez mais evidente que a tendência, neste sector, é de concentração de animais e de sofisticação tecnológica das explorações que se traduzirá, a curto-médio prazo, num aumento provável do número médio de animais por exploração.

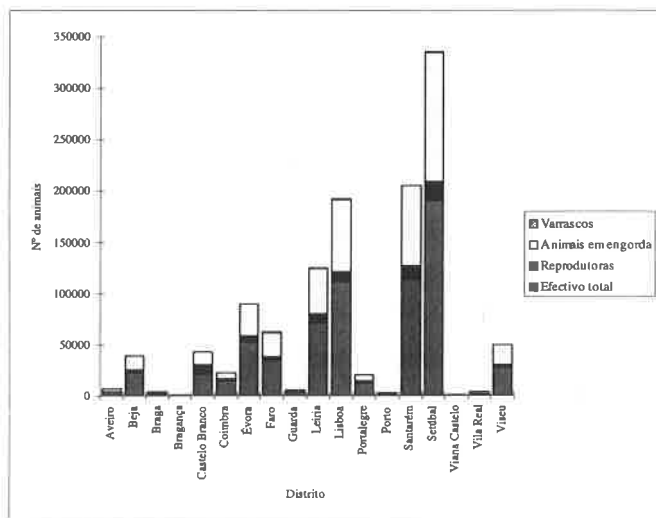


Fig. 1. Distribuição do efectivo total por distrito

As explorações do tipo familiar tenderão a diminuir como consequência das novas regras de mercado e exigências impostas pela forte concorrência dos países-membros da UE. Tratam-se, em geral, de explorações associadas a outras actividades (produção bovina, produção de cereais, cultura de árvores de fruto, por exemplo) e com uma produção flutuante, muito influenciada pela oscilação dos preços de mercado.

A relação entre o número de animais existente e a área disponível é da ordem dos 50 animais/ha a nível nacional. Verificaram-se, no entanto, valores médios inferiores nos distritos de Beja (18.4 animais/ha) e Setúbal (29 animais/ha) e valores médios superiores nos distritos de Leiria (522 animais/ha) e Viseu (273 animais/ha). Por outro lado, a comparação do número total de efectivos, obtido com base nos dados oficiais do IPPAA (1994), com a superfície

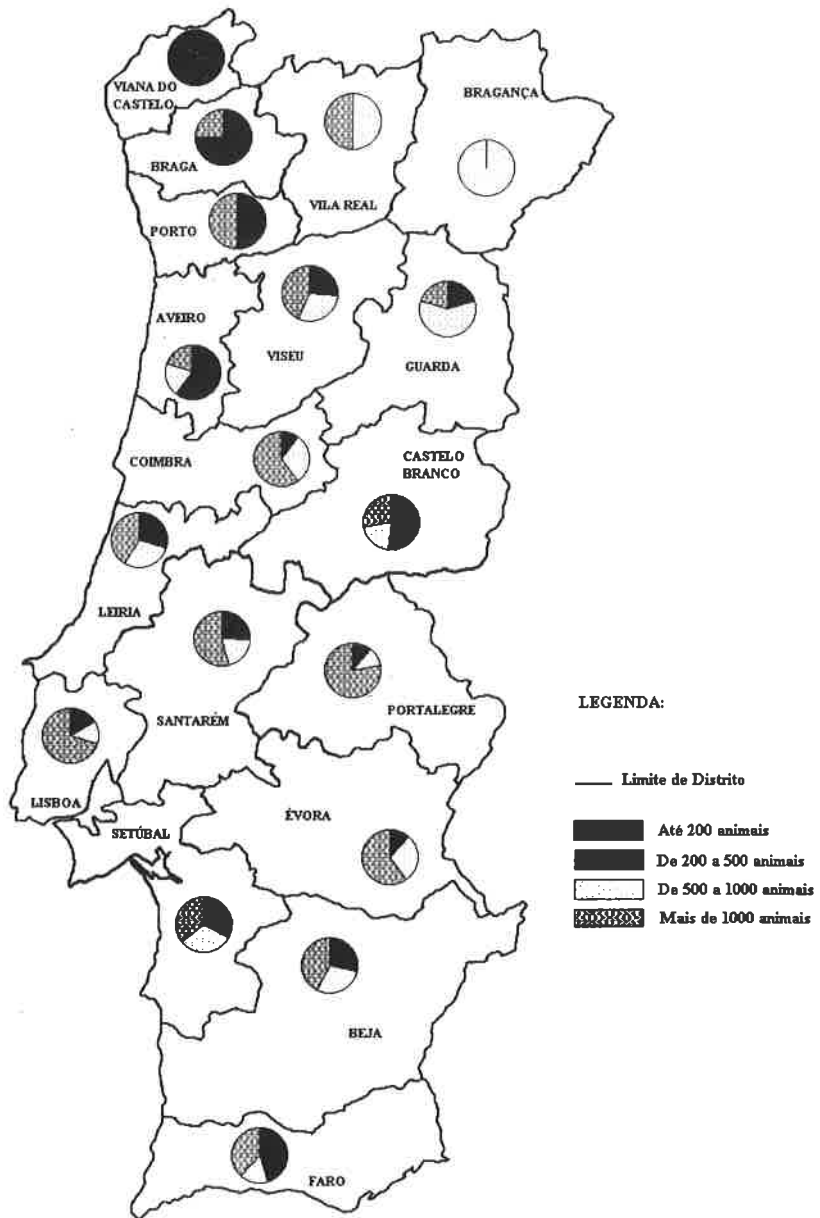


Fig. 2. Classificação das explorações de suinicultura relativamente ao número total de efectivos apurado no inquérito por distrito

agrícola útil (SAU), avaliada com base nos dados do INE (1994), resulta numa relação entre o efectivo total existente e a SAU disponível, a nível nacional, de 0.8 animais/ha, a que correspondem cargas anuais potenciais de 12.8 kg N/ha, 89.6 kg P/ha e 10.2 kg K/ha.

Estes dados, associados aos baixos níveis de fertilidade dos solos de Portugal (Soveral Dias *et al.*, 1989), permitem encarar com optimismo a aplicação dos efluentes no solo como uma boa solução para o seu destino final. Da confrontação dos dados obtidos através dos inquéritos com os dados oficiais (IPPAA, INE, 1994) pode concluir-se que, de um modo geral, apesar de não haver disponibilidade de terreno para aplicação de efluentes nos solos dentro do perímetro ocupado pelas suiniculturas, há uma quantidade significativa de terreno agrícola útil nas proximidades das explorações onde os efluentes podem ser aplicados.

Contudo, não são só as condições física que vão determinar a viabilidade destes ou de outros tipos de solução relativa ao destino final dos efluentes de suinicultura nos solos agrícolas. É imprescindível alterar a sensibilidade e o comportamento do público em geral, dos políticos e até dos próprios técnicos relativamente ao problema e a sua percepção global das questões relacionadas com o ambiente.

COLECTA E TRATAMENTO DOS EFLUENTES

A quase totalidade das explorações possui pavilhões com piso em betão, que facilita a limpeza e o escoamento dos efluentes. Aproximadamente 88% das unidades possuem tanque para o armazenamento de efluentes, com especial referência para os distritos de Setúbal (96%), Faro (83%) e Lisboa (80%). O tanque em betão é o mais utilizado (68%).

Cerca de 45% das explorações inquiridas possuem sistemas de tratamento de efluentes, com destaque para os distritos de Évora e Lisboa (72% cada) e Coimbra e Leiria (70% cada). Faro (26%) e Setúbal (28%) são os distritos que apresentam menores percentagens de explorações com instalações de tratamento. Verificou-se um importante incremento de sistemas de tratamento nos últimos anos, relativamente ao registado por Bicudo (1991), que pode ser explicado, quer pela crescente pressão das entidades responsáveis pelo controle da poluição, no sentido de se reduzirem os danos causados ao ambiente pelo sector, quer pela disponibilidade de meios financeiros para o financiamento de sistemas de recolha e tratamento dos efluentes.

Tal como se pode observar na Fig. 3, a maior parte das instalações utiliza o processo de tratamento por lagunagem (cerca de 80%), das quais 42% empregam equipamento mecânico

para a separação de sólidos a montante da primeira lagoa. Os processos de lamas activadas e de digestão anaeróbia são utilizados por cerca de 16% das explorações com sistemas de tratamento. Estes dois últimos processos apresentam, como tratamento complementar, sistemas de lagunagem.

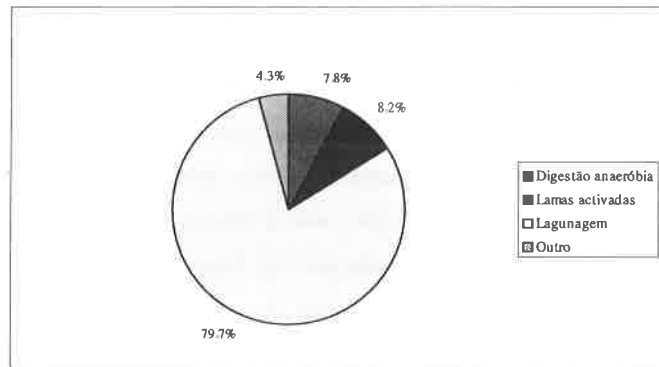


Fig. 3. Distribuição percentual do tipo de processo de tratamento utilizado a nível nacional

O número médio de lagoas por sistema de tratamento é de cerca de 4 a nível nacional, o que corresponde à ideia, mais ou menos generalizada, de se construírem duas lagoas anaeróbias, seguidas de uma lagoa facultativa e uma de maturação. Cerca de metade dos sistemas de lagunagem existentes foram impermeabilizadas (39% com argila e 7% com tela plástica) e em 88% dos sistemas os terrenos e taludes foram considerados, pelo suinicultor, como tendo sido suficientemente compactados. A área média ocupada por estes sistemas é de 0.46 ha/exploração.

Cerca de 40 % dos sistemas de digestão anaeróbia são do tipo convencional (mistura completa) e 60 % do tipo fluxo pistão (*plug-flow*). Em relação aos sistemas de lamas activadas, 61% possuem arejamento superficial e 39% possuem difusores.

Aproximadamente 55% das explorações com sistemas de tratamento possuem equipamento para separação sólido-líquido (tamisadores) localizados a montante dos processos biológicos. Cerca de 10,4% destas não possuem qualquer tipo de tratamento complementar a jusante e, de uma maneira geral, fazem a aplicação dos efluentes no solo. Os tipos de tamisadores mais utilizados são: crivo vibratório (58%), tambor rotativo (39%) e outros, incluindo centrífugas (3%). O material sólido separado e seco é utilizado, em 80 % dos casos, no solo.

Cerca de 50% dos suinicultores acham que as suas instalações de tratamento funcionam bem¹ e 48% são de opinião que elas funcionam razoavelmente².

DESTINO FINAL DOS EFLUENTES TRATADOS E NÃO TRATADOS

O solo constitui o meio receptor principal (77% do total) para os efluentes (tratados ou não) produzidos pelas explorações inquiridas (Fig. 4). Cerca de 20% das explorações fazem a rejeição dos efluentes em cursos de água (38% dos quais não possuem caudal de estiagem) e apenas 4% rejeitam os efluentes para a rede de drenagem.

A aplicação de efluentes no solo é feita, na maioria dos casos, pelo suinicultor em áreas agrícolas localizadas próximo da exploração. O valor médio de efluentes aplicados no solo, segundo os dados disponibilizados em apenas 3% das respostas recebidas, é de aproximadamente 27 ton/ha a nível nacional, com valores máximos de 150 ton/ha no distrito de Setúbal e valores mínimos de 0.5 ton/ha no distrito de Lisboa.

Cerca de metade dos solos onde é feita a aplicação dos efluentes são arenosos, de acordo com a opinião expressa pelos suinicultores inquiridos e localizam-se maioritariamente no distrito de Setúbal. Nos distritos de Lisboa, Faro e Castelo Branco predominam, segundo opinião da maioria dos suinicultores, solos argilosos.

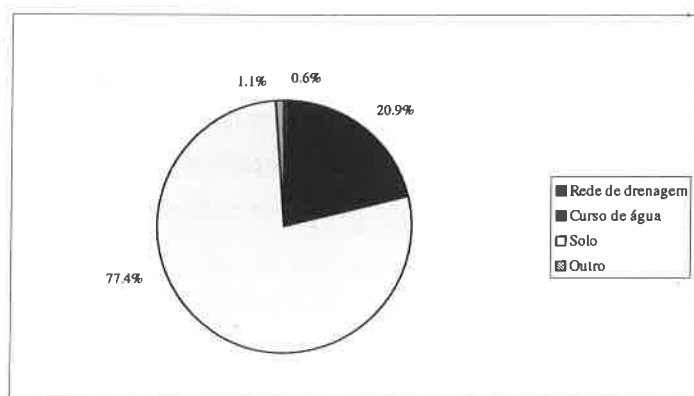


Fig. 4. Destino final dos efluentes brutos e tratados, a nível nacional

¹ bom funcionamento: quando cumpre todos os parâmetros da legislação vigente

² funcionamento razoável: quando cumpre, pelo menos, uma parâmetro da legislação vigente

Relativamente à frequência e à época do ano em que são feitas as descargas de efluentes para os meios receptores, verifica-se que 75% das descargas na rede pública são feitas durante o ano todo, que as descargas em cursos de água são mais frequentes no Inverno e que a aplicação de efluentes no solo é feita maioritariamente na Primavera. Verifica-se também que cerca de 11% das unidades fazem aplicação no solo no Inverno, o que poderá provocar efeitos negativos no ambiente, especialmente se ocorrerem chuvadas intensas ou de longa duração.

CONTROLO ANALÍTICO

Em termos de controlo analítico verificou-se que apenas 18.8 % das explorações com sistemas de tratamento de efluentes realizou, pelo menos uma vez, análises ao efluente tratado. Destas, 25.5 % localizam-se no distrito de Lisboa e 21.3 % no distrito de Setúbal.

No que diz respeito à aplicação dos efluentes no solo, apenas 14% das explorações realizaram, pelo menos uma vez, análises ao solo (40% das quais estão localizadas no distrito de Setúbal), e só 2.6 % efectuaram análises ao efluente aplicado.

Os solos mais carentes em termos de nutrientes estão localizados nos distritos de Évora e Setúbal, segundo as análises disponibilizadas pelos suinicultores. Soveral Dias *et al.* (1989), tendo por base análises efectuadas a amostras de solo, refere que a maior parte dos solos do Alentejo se caracteriza por uma pobreza significativa em termos de matéria orgânica, azoto e fósforo. Neste contexto, a aplicação racional dos efluentes nos solos poderá contribuir para aumentar a fertilidade e a produtividade destes solos.

Apenas 3% dos suinicultores que aplicam os efluentes no solo conhecem o seu valor fertilizante, o que denota uma necessidade absoluta e urgente de apoio técnico eficaz através, por exemplo, de serviços de extensão rural e assistência técnica e de acções de formação e informação.

ASPECTOS ECONÓMICOS

Para apreciação do interesse económico desta actividade no rendimento das explorações agrícolas apresentam-se, no Quadro 1, alguns indicadores relativos às explorações abrangidas pelo inquérito.

Todos os distritos, com a excepção de Bragança, Coimbra, Guarda e Viana do Castelo, apresentaram boas margens de lucro bruto considerando que o preço médio por kg de carcaça em 1994 foi de 280\$00. O distrito de Santarém apresenta a melhor margem bruta média por

animal enquanto que o distrito de Lisboa regista a melhor margem bruta média por reprodutora.

Quadro 1. Margem bruta média total, por animal e por porca reprodutora

Distrito	Margem Bruta (1000 Escudos/ano)		
	Total	Por animal	Por reprodutora
Aveiro	33468	9.0	65.0
Beja	26990	1.2	10.4
Braga	1508	0.6	7.3
Bragança	-1228	-1.8	-11.2
Castelo Branco	165305	7.6	19.4
Coimbra	-23578	-1.6	-14.5
Évora	164769	3.1	27.0
Faro	232583	6.8	59.6
Guarda	-3972	-1.1	-9.6
Leiria	155386	2.2	18.8
Lisboa	1062133	9.5	106.0
Portalegre	13428	1.0	6.9
Porto	18795	11.3	94.0
Santarém	1426704	12.6	103.6
Setúbal	1775401	9.3	95.2
Viana Castelo	-12744	-25.9	-159.3
Vila Real	6497	3.6	30.4
Viseu	121815	4.4	42.4

Este contributo económico poderá ser muito estimulante para o aumento do número de efectivos e do número de explorações (tanto familiares como industriais) a nível nacional. Os distritos com elevados rendimentos por porca reprodutora apresentam, em geral, maior número de suiniculturas do tipo industrial.

CONCLUSÕES

Os resultados deste inquérito permitiram tirar as seguintes conclusões relativamente ao estado do sector a nível nacional continental:

- Verifica-se uma tendência para o aumento do número de explorações de média-grande dimensão e diminuição das explorações tipo familiar (menos de 20 porcas reprodutoras);
- A relação entre o número de animais existente e a área disponível no perímetro da exploração é elevada, em relação aos dados dos inquéritos (cerca de 50 animais/ha) e baixa, inferior a 1 animal/ha, se se tiver em conta os dados oficiais disponibilizados pelo IPPAA (1994) e a SAU avaliada com base nos dados das Estatísticas Agrícolas do INE (1994). Ou

seja, apesar de, na maioria dos casos, não haver terreno suficiente para aplicação dos efluentes nas próprias explorações, há uma quantidade significativa de terreno agrícola útil nas proximidades onde pode ser feita a aplicação dos efluentes.

- Observou-se um importante incremento do número de instalações de tratamento nos últimos quatro anos que pode ser atribuído a uma crescente pressão das entidades responsáveis pelo controle da poluição e à disponibilidade de meios financeiros para o financiamento de infra-estruturas de tratamento de efluentes; aproximadamente 90 % das explorações inquiridas possuem tanque para armazenamento de efluentes e 45 % possuem sistemas de tratamento; os principais processos de tratamento utilizados são a lagunagem (80 %), as lamas activadas e a digestão anaeróbia (16% cada), apresentando estes dois últimos processos, sem excepção, lagoas como tratamento complementar; segundo a opinião de cerca de 90% dos suinicultores as instalações de tratamento funcionam bem ou razoavelmente bem;

- A maior parte dos suinicultores usa o solo como meio receptor (77.4%), contrariamente à impressão retida durante visitas efectuadas a algumas explorações, mas apenas 14% das explorações fizeram, pelo menos uma vez, análises ao solo; apenas 3% dos suinicultores sabem a quantidade de chorume aplicado e conhecem o valor fertilizante do efluente; cerca de 20 % das explorações faz a rejeição dos seus efluentes para cursos de água e 4% rejeitam-nos para a rede de drenagem;

- Na maioria dos distritos obtiveram-se boas estimativas de margem bruta, que poderá ser estimulante para o aumento do número de efectivos e de explorações a nível nacional; estes resultados podem ser indicativos, apesar das restrições ambientais serem cada vez maiores (reflectindo-se em acréscimo de despesas para os suinicultores), de uma boa rentabilidade da actividade suinícola.

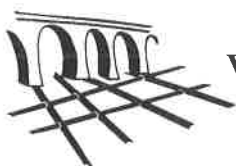
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bicudo J. R. (1991), *O Sector da Suinicultura na Perspectiva do Ambiente; Volume 1: Caracterização do Sector da Suinicultura em Portugal*, LNEC/DGA, 57 pp.

INE (1994). Estatísticas Agrícolas.

IPPAA (1994). Declarações de existências de suínos.

Soveral Dias, J.C., Fernandes, R., Santos, A.D. e Gonçalves, M.S. (1989). "Estado geral da fertilidade dos solos da Beira Litoral, Beira Interior, Ribatejo e Oeste e Alentejo". *I Encontro sobre fertilidade do solo e fertilização*, LQARS, Lisboa, pp. 1-13.



VII ENaSB - Encontro Nacional de Saneamento Básico
Coimbra - 14 a 16 de Fevereiro de 1996

Estações Compactas Pré-fabricadas para Tratamento de Efluentes de Lagares de Azeite

Paulo A. L. Fernandes¹, Fernando J. Seabra Santos²

*IMAR, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra
3049 Coimbra Codex, Portugal*

RESUMO

O trabalho que se apresenta corresponde a um estudo que visa contribuir para tornar possível, técnica e economicamente, o tratamento dos efluentes de lagares de azeite de pequena dimensão. A solução proposta consiste em tirar partido da industrialização da construção, através do desenvolvimento de uma estação de tratamento compacta pré-fabricada baseada em processos físico-químicos convencionais. Esta opção permite obter custos de tratamento relativamente baixos, e pode ser a via mais adequada para garantir as exigências da legislação ambiental em vigor sem pôr em causa a viabilidade económica das indústrias do ramo, cuja laboração se faz nos tempos actuais e por diversos factores, de forma muito pouco desafogada.

INTRODUÇÃO

Portugal, situado na zona Atlântico-Mediterrânea é um país com boas possibilidades oleícolas. Os efluentes desta indústria, as *Águas Ruças* como vulgarmente são chamadas, são constituídos essencialmente pela água de lavagem da azeitona, pouco concentrada, e pela água de vegetação, que resulta do esmagamento da azeitona após extração do azeite. Estes efluentes são normalmente lançados no curso de água mais próximo ou em valas a céu aberto, sem

¹Engenheiro Civil-Director Projecto Grafermonte-Consultadoria, Projecto e Investigação, Lda.

²Engenheiro Civil - Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da F.C.T.U.C.

qualquer forma de tratamento prévio que não seja, às vezes, a adição de quantidades não definidas de cal. Sendo altamente concentrados, vão provocar a poluição dos cursos de água e dos terrenos envolventes, do que resulta a diminuição das possibilidades de sobrevivência da fauna e flora habituais. Por este motivo torna-se urgente evitar que a *água ruça* seja lançada directamente nos cursos de água, procurando estabelecer e testar um processo de tratamento que se revele eficaz e economicamente viável.

DESCRIÇÃO DO PROCESSO DE FABRICO TRADICIONAL

Os lagares de azeite tradicionais são normalmente compostos por três áreas:

(i) Uma área por onde é feito o abastecimento, armazenamento e lavagem da azeitona. Nesta área existe um lavadouro da azeitona, automático de carga manual, que a conduz já lavada através dum tapete rolante para os moinhos ou galgas (mós) na área funcional contígua a esta. É para esta área que é feita ainda a devolução do *bagaço* resultante do processo de extracção do azeite, normalmente por tapete rolante. A devolução da água utilizada na lavagem da azeitona é feita de imediato para o exterior, normalmente para um tanque a céu aberto localizado junto ao edifício.

(ii) A área central onde se localizam as galgas (mó) que desfaz a azeitona, proveniente do lavadouro. Depois de moída, a azeitona é colocada nas esteiras que serão empilhadas e prensadas nesta mesma área. Nesta zona não existem quaisquer efluentes para o exterior havendo apenas as águas resultantes da lavagem das instalações.

(iii) A terceira área é a correspondente à decantação da mistura do azeite e água resultante da prensagem do mosto. A canalização é feita por calhas abertas, desde as prensas para os tanques e desde estes para a centrifugadora, que faz a separação final do azeite, sendo os resíduos (águas ruças) canalizados por colector fechado ou vala até às caixas de flotação, denominadas habitualmente por *inferno* ou *ladrão*. Deste, é retirado o excesso em azeite sobrenadante que será colocado no início da linha de decantação e centrifugação para reaproveitamento dos excedentes. A parte suja desta fase sobrenadante é ainda reaproveitada para produção de sabões. O efluente final é então normalmente conduzido para fossas enterradas junto ao lagar e depois restituído a um curso de água. Nesta área costuma existir uma caldeira para aquecimento de água, funcionando normalmente a lenha.

CARACTERIZAÇÃO DAS ÁGUAS RUÇAS

Características Físico-Químicas

Um observador atento que passe junto a qualquer curso de água situado perto de um lagar de azeite em laboração, facilmente se apercebe do aspecto escuro e turvo que apresentam as

suas águas. Isso é devido à incorporação das *águas ruças*, que se caracterizam por um aspecto opaco, com cheiro característico, levemente adocicado. O pH é baixo, variando normalmente entre 4 e 5. O resíduo que deixa, proveniente de substâncias que se encontram em suspensão e em solução, é grande, constituído essencialmente por substâncias orgânicas em muito maior percentagem que as substâncias minerais. Os valores do pH e a composição são muitos variáveis e dependem sobretudo do processo de extração do azeite, bem como do tipo e grau de maturação da azeitona. Este último factor depende por sua vez das condições climáticas que decorreram durante a formação do fruto e durante a sua apanha, da ocorrência ou não de pragas ou doenças, da variedade da azeitona, do tipo de solo onde se fez a sua cultura, dos fertilizantes utilizados, da época da colheita (azeitona mal amadurecida, ou pelo contrário sobre-amadurecida e/ou tombada no chão), do tempo de espera até ser utilizada, entre outros factores.

Existe no entanto uma composição média que pode ser considerada, à volta da qual se podem registar variações maiores ou menores (Kovács, 1985). Admite-se em geral que as *águas ruças* são constituídas em 83.2% por água, tendo 15.0% de substâncias orgânicas e 1.8% de substâncias minerais.

Em relação às substâncias orgânicas e minerais são as seguintes as detectadas:

Açúcares Totais	2 a 8%
Substâncias Azotadas	1,2 a 2,4%
Ácidos Orgânicos	0,5 a 1,5%
Polialcoóis	1,0 a 1,5%
Pectinas, mucilagens e taninos	1,0 a 1,5%
Gordura	0,03 a 1,0%
Glucósidos	vestígios
Oliocianina	vestígios

K ₂	0.87%
CO ₂	0.37%
P ₂ O ₅	0.25%
Na ₂ O	0.12%
CaO	0.10%
SO ₂	0.04%
Cl ₂	0.03%
FeO	0.01%
MgO	0.007%
SiO ₂	0.005%

Características Biológicas e Bioquímicas

Além da composição média das *águas ruças* interessa ainda conhecer valores típicos de CQO, CBO₅ e oxidabilidade. Estes parâmetros apresentam importantes flutuações podendo no entanto esperar-se que se situem dentro das seguintes gamas:

CBO ₅	20.000 a 80.000 mg/l
CQO	20.000 a 100.000 mg/l
oxidabilidade	10.000 a 30.000 mg/l

Como estes valores deixam antever, os efluentes dos lagares de azeite constituem potencialmente bons substratos para o desenvolvimento de flora microbiana e até podem ser aproveitados por essas qualidades para produção de levedura alimentícia. Notámos no entanto uma dificuldade bastante grande de adaptação da flora espontânea desenvolvida em esgoto

urbano, mesmo após correcção do pH e junção de nutrientes à base de azoto e fósforo. Isso pode dever-se à riqueza em gorduras e ao teor relativamente elevado de fenóis que as *águas ruças* aliam às suas restantes características.

Caracterização das Amostras dos Lagares Estudados

Efectuaram-se análises de alguns efluentes de lagares estudados, apresentando-se as características de um desses efluentes, da região de Coimbra:

Água (%)		90.5
Resíduo	Total (g/l)	102.22
	Orgânico (g/l)	72.69
	Mineral (g/l)	29.53
Gordura (% do total)		0.023
Celulose (% do total)		0.087
Proteína (% do total)		0.378
pH		4.9
Cor (mid. Pt. ca)		133750
Turvação (ftu)		45000
Condutividade		48750
Oxidabilidade (mg O ₂ /l)		30460
CBO ₅ (mg O ₂ /l)		9400
CQO (mg O ₂ /l)		108270

Uma análise dos resíduos minerais levou à obtenção dos seguintes valores:

Mineral	(g/l)
Potássio	8.70
Sódio	0.069
Cálcio	0.22
Magnésio	2.36
Manganês	0.043
Ferro	0.022
Zinco	0.029
Cobre	0.001
Fósforo	0.028

ENSAIOS REALIZADOS COM AS *ÁGUAS RUÇAS*

Estudaram-se em laboratório várias hipóteses de tratamento recomendadas pela literatura da especialidade (p.e. Eilbeck, W.J. and Mattock, G., 1987; Metcalf and Eddy, 1991) das quais acabámos por seleccionar as seguintes:

Tratamento Físico-Químico de Coagulação e Floculação

Com este tratamento pretende-se coagular e flocular substâncias que se encontram em suspensão e solução nas *águas ruças*, por aplicação de hidróxido de cálcio (cal hidratada) e sulfato de alumínio. Foram-se acrescentando quantidades sucessivas de hidróxido de cálcio e sulfato de alumínio até se atingir a dose mais eficaz, que se situa próximo dos 18 g/l de Hidróxido de Cálcio (Ca(OH)_2) e 120 mg/l de Sulfato de Alumínio ($\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$). A repetição do tratamento nas mesmas doses conduziu a resultados bastante satisfatórios, com uma decantação para eliminar a maior parte das impurezas.

Oxidação Química

Na sequência do processo anterior, foi ensaiado um tratamento de oxidação química (no caso vertente usamos o Permanganato de Potássio). Apesar de se terem obtido bons resultados com este oxidante, ressalva-se a possibilidade de utilizar outro que não tenha o inconveniente de introduzir uma forte coloração.

Ensaio com Carvão Activado

O carvão activado tem propriedades que são particularmente eficientes na eliminação de micropoluentes de águas residuais, motivo pelo qual se decidiu ensaiar a sua utilização no tratamento das *águas ruças*. A solução escolhida foi a de filtrar o efluente através de uma coluna de carvão activado granulado. O efluente, que após todos os tratamentos anteriores se mantinha com uma cor castanha e turvo se bem que tivesse perdido muito do aspecto negro e viscoso inicial, apresenta agora à vista desarmada, depois da filtração por carvão activado, o aspecto límpido e incolor de uma água de abastecimento.

Ensaio de Tratamento Completo

Adoptou-se uma solução de tratamento completo compreendendo as seguintes fases:

1ª fase - Adição de Doses Óptimas de Ca(OH)_2 e $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$

2ª fase - Decantação

3ª fase - Oxidação Química

4ª fase - Passagem por Carvão Activado

DESCRIÇÃO DO PROCESSO DE TRATAMENTO

O efluente resultante da lavagem da azeitona é conduzido a um tanque onde se junta com o efluente proveniente da extracção, após este ter passado nos *ladrões*. O afluente à ETAR é admitido no Tanque de Mistura 1 onde lhe serão adicionadas as quantidades adequadas de Hidróxido de Cálcio [Ca(OH)_2] e Sulfato de Alumínio [$\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$]. Este tanque está provido

dum agitador mecânico que visa garantir a homogeneização do fluido com os aditivos, assim como o contacto entre as partículas, de modo a favorecer a formação de flocos.

O efluente do Tanque de Mistura 1 é canalizado para o Decantador onde, devido à baixa velocidade e ao elevado tempo de retenção, ficarão retidos os referidos flocos. A extracção das lamas formadas (para colocação em aterro ou reaproveitamento) é efectuada periodicamente por gravidade.

O líquido decantado escoo para o Tanque de Mistura 2 onde lhe serão adicionadas as quantidades adequadas de Oxidante Químico, após o que atravessa graviticamente um filtro composto, com leca e carvão activado granulado, sendo então canalizado para o poço de bombagem. A disposição final do efluente tratado é feita em pressão, a partir de uma estação elevatória igualmente incluída.

O processo de pré-fabricação seguido, assim como o material utilizado (poliester reforçado com fibra de vidro com 6 mm de espessura) e a forma dos órgãos (cubas cilíndricas de eixo horizontal com 2.50 metros de diâmetro constituídas por anéis de 0.50 ou 1.00 metro de comprimento), impõem algumas restrições nomeadamente ao comprimento real dos diferentes órgãos (mais detalhes sobre esta questão podem ser encontrados em Seabra Santos, 1995).

Adoptaram-se para valores de pré-dimensionamento, tempos de homogeneização (nos tanques de mistura), tempos de retenção (no decantador) e tempos de contacto (no filtro), de aproximadamente 2.5 horas, 5 horas e 2 horas, respectivamente (CAES, 1978).

DIMENSIONAMENTO DOS ORGÃOS E ACESSÓRIOS

Em função dos caudais afluentes e dos parâmetros de dimensionamento adoptados, resultantes dos ensaios laboratoriais efectuados, projectaram-se diferentes estações cujas dimensões se resumem nos quadros seguintes:

Quant. Azeitonas [kg/dia]	Quant. Azeite [l/dia]	Caudal diário [m ³ /dia]	Caudal Médio [m ³ /h]
7050.00	1007.14	15.00	1.50
11750.00	1678.57	25.00	2.50
16450.00	2350.00	35.00	3.50
21150.00	3021.43	45.00	4.50
25850.00	3692.86	55.00	5.50
30550.00	4364.29	65.00	6.50
35250.00	5035.71	75.00	7.50
39950.00	5707.14	85.00	8.50
44650.00	6378.57	95.00	9.50

Quadro 1 - Quantidade de azeitonas processadas, produção de azeite e Caudais de águas ruças

Caudal Médio [m ³ /h]	Comp.calc Tanques de Mistura [m]	Comprim. adoptado [m]	Tempo Retenção real [h]	Dose Ótima Ca(OH) ₂ [kg/h]	Dose Ótima Al ₂ (SO ₄) ₃ [kg/h]	Dose Ótima KMnO ₄ [kg/h]
1.50	0.94	1.00	2.67	27.00	0.3042	0.75
2.50	1.56	1.50	2.40	45.00	0.5070	1.25
3.50	2.19	2.00	2.29	63.00	0.7098	1.75
4.50	2.81	3.00	2.67	81.00	0.9126	2.25
5.50	3.44	3.00	2.18	99.00	1.1154	2.75
6.50	4.06	4.00	2.46	117.00	1.3182	3.25
7.50	4.69	4.50	2.40	135.00	1.5210	3.75
8.50	5.31	4.50	2.12	153.00	1.7238	4.25
9.50	5.94	6.00	2.53	171.00	1.9266	4.75

Quadro 2 - Comprimentos dos Tanques de Mistura e dosagem dos reagentes

Caudal Médio [m ³ /h]	Comp.calc. Decantador [m]	Comp. adoptado [m]	Tempo Retenção [h]
1.50	1.88	2.00	5.33
2.50	3.13	3.00	4.80
3.50	4.38	4.50	5.14
4.50	5.63	6.00	5.33
5.50	6.88	7.00	5.09
6.50	8.13	8.00	4.92
7.50	9.38	9.00	4.80
8.50	10.63	10.50	4.94
9.50	11.88	12.00	5.05

Quadro 3 - Comprimento do Decantador e tempos de Retenção

Caudal Médio [m ³ /h]	Comp.calc. do Filtro [m]	Comprim. adoptado [m]	Tempo de contacto [h]	ΔH [m]
1.50	1.05	1.00	1.78	0.26
2.50	1.75	2.00	2.13	0.22
3.50	2.45	2.50	1.90	0.25
4.50	3.15	3.00	1.78	0.26
5.50	3.85	4.00	1.94	0.24
6.50	4.55	5.00	2.05	0.23
7.50	5.24	6.00	2.13	0.22
8.50	5.94	6.00	1.88	0.25
9.50	6.64	7.50	2.10	0.22

Quadro 4 - Comprimento do Filtro, tempos de contacto e perda de carga total

Apresentam-se em apêndice uma planta, dois cortes longitudinais e um corte transversal da ETAR proposta, correspondente ao caudal tratado de 1.5 m³/h.

ESTIMATIVA DE CUSTOS E VIABILIDADE ECONÓMICA

Apresentam-se no quadro 5 os custos de instalação e de funcionamento da ETAR proposta, calculados com base nos estudos realizados, bem como nos valores dos consumos dos aparelhos eléctricos. Considerou-se um período de amortização de 20 anos e um período de funcionamento médio de 60 dias por ano. Foi igualmente estimado o custo total do tratamento (instalação e funcionamento) por litro de azeite produzido. O valor encontrado, inferior a 14\$00 por litro produzido, representa uma pequena percentagem ($\pm 3\%$) do preço do produto acabado.

Caudal Médio [m ³ /h]	Quant. Azeite [l/dia]	Custo da Instalação [contos]	Custo do Funcionam [contos/ano]	Custo total por litro [\$/l]
1.50	1007.14	2979	703.15	14.1
2.50	1678.57	4332	1171.92	13.8
3.50	2350.00	5422	1640.69	13.6
4.50	3021.43	7862	2109.46	13.8
5.50	3692.86	8940	2578.23	13.7
6.50	4364.29	10570	3047.00	13.7
7.50	5035.71	13000	3515.77	13.8
8.50	5707.14	13410	3984.54	13.6
9.50	6378.57	15860	4453.31	13.7

Quadro 5 - Custo de instalação, de funcionamento e custo total por litro de azeite produzido

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CAES, 1978 - *Curso de Actualização de Engenharia Sanitária*, Centro Tecnológico da Direcção Geral do Saneamento Básico, Lisboa

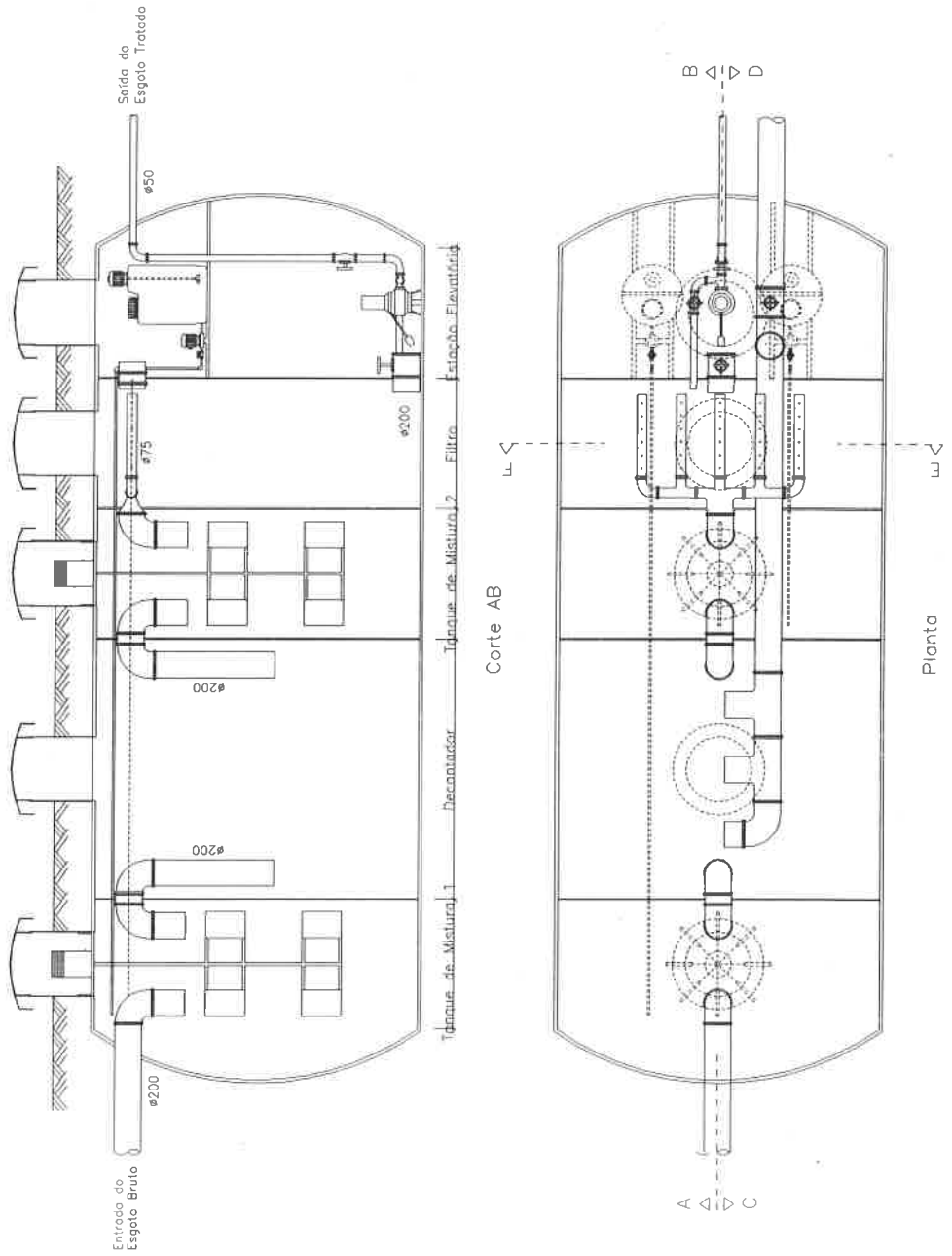
Eilbveck, W.J. and Mattock, G., 1987 - *Chemical Process in Wastewater Treatment*, Ellis Horwood Limited (1st Edition), Chichester, West Sussex, England

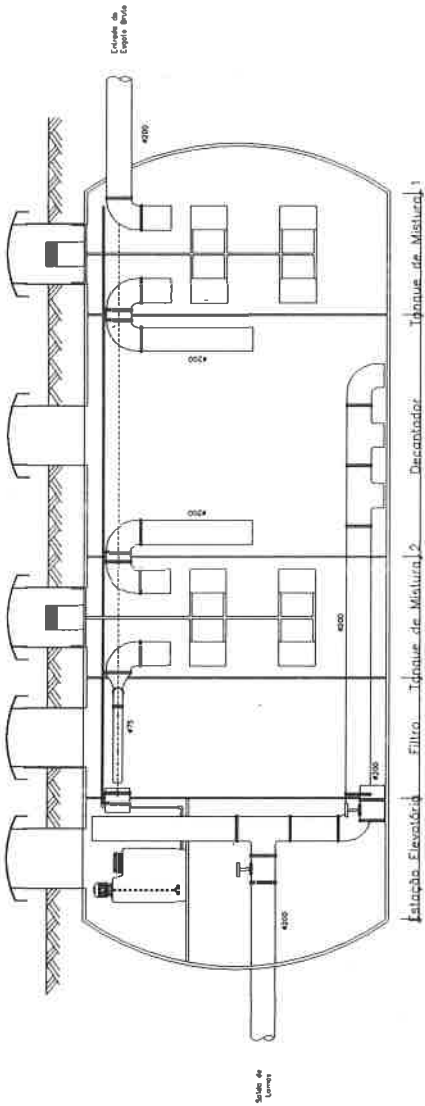
Kovács, M., 1985 - *Pollution Control and Conservation*, Ellis Horwood Limited (1st Edition), Chichester, West Sussex, England

Metcalf and Eddy, 1991 - *Wastwater Engeneering - Treatment, Disposal and Reuse*, McGraw-Hill (3th Edition), Singapore

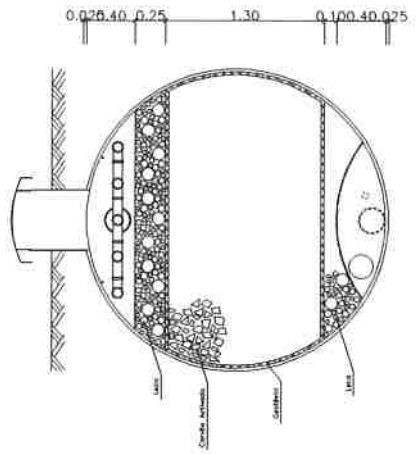
Seabra Santos, F. J., 1995 - ETAR's ultra-compactas pré-fabricadas: uma experiência inovadora de colaboração entre a Universidade e a Empresa. VII ENaSB. Coimbra.

APENDICE

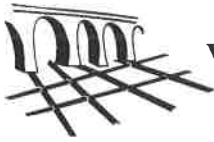




Corte CD



Corte EF



Experience in the Development of Economical Sludge Strategies against Legislative and Economic Developments in Europe

Peter Wilkinson¹
Rhenipal Portugal Ltd.

ABSTRACT

This paper reviews the statutory requirements set by the Council of the European Community for wastewater treatment and their implications for production of sewage sludge in Portugal and the Member States. Recycling and disposal options are discussed from the point of view of economics and legislation.

In planning wastewater treatment developments, sludge application and disposal options into the future, the need to be aware of affordable sludge destination is discussed. The paper reviews experience in Europe, over 15 years, of solidification against changing technical, environmental and economical criteria. Historical and future arrangements for cooperation between wastewater, landfill and landowning bodies, and solidification specialists; developing strategies for economic application/disposal are reviewed.

This experiences and development work should be applicable in Portugal.

INTRODUCTION

Legislation in the European Union designed to improve the quality of surface water will make it necessary to collect and treat wastewater on a much more comprehensive scale. Wastewater and sludge discharges to surface waters will not be permissible and dumping of sludge in the sea at designated disposal grounds is to be phased out. The result will be the production of more sludge requiring safe treatment and disposal, treatment and disposal of sludge is an environmentally sensitive and expensive problem accounting for about half the total cost of the overall wastewater treatment and disposal process. In planning wastewater treatment facilities into the future it is particularly important to be aware at an early stage of the acceptable and affordable options for sludge disposal in areas under study. There are likely to be advantages in planning on a regional basis. Sludge treatment needs to be planned to produce a material suitable for the designated outlets for the sludge. These outlets will depend, in turn, on the local situation but should take account of European waste policy with its hierarchy of management priorities: avoidance, minimisation, recycling, incineration (with energy recover) and landfill. Avoidance and minimisation of sludge production is highly desirable but sludge is an unavoidable product of sewage treatment and the legislation to improve surface water quality will

¹ BSc. (Bacharel Científico)

inevitably increase the quantity of sludge for disposal in Europe. Successful sludge recycling or disposal operations are based on the positive and committed implementation of a soundly planned strategy including sludge treatment designed to produce material of suitable quality for the intended outlets.

WASTEWATER TREATMENT AND SLUDGE PRODUCTION

The Urban Wastewater Treatment (UWWT) Directive (91/171/EEC) requires all sewage discharges above 2000 populations equivalents (p.e.) to be treated according to the sensitivity of the receiving water in specified phases to be completed by 31 December 2005. This will substantially increase the quantity of sludge produced and requiring disposal. The Directive also bans the disposal of sludges at sea by 31 December 1998. All sludge in the future must be disposed of on land. Portugal has no legislation regulating the marine disposal of sewage sludge. In the short-term Oeiras, Cascais (Lisbon districts) and Porto will continue to use marine disposal, having been provided with temporary derogations under the Urban Waste Water Treatment Directive.

The current total domestic population of the EU is about 345 million (Hall, 1994). A recent survey provides the following statistics about wastewater treatment and sludge production in the EU (Hall, 1994). Approximately 79% of the population is connected to sewer and 66% treated at 40 300 STW's producing 6.5 million tonne dry solids (tds) per year. However, strategically it is the quantity of sludge in relation to the contributing population which should be considered. From the data provided on sludge production and the proportion of the population connected to STW's, production per capita can be calculated for each Member State (Table 1).

Most Member States have no definitive estimates of the increase in sludge production by 2000 and 2005 resulting from the implementation of the Urban Wastewater Treatment (UWWT) Directive (91/171/EEC), since many countries have still to finalise designation of their more or less sensitive receiving waters. Consequently, the extent of sewage treatment required, the number of discharges affected, and hence the quantity of sludge, are not certain.

Table 1 - Populations served and sludge production (as disposed) in the EC in 1991/92

Country	Total Population (millions)	Population Connected to sewer (%)	Population Connected to STW (%)	Sludge Disposed	
				tds/y	gds/p/d
Belgium	9.9	70	28	59,200	58
Denmark	5.1	93	92	170,300	99
France	56.9	65	50	852,000	82
Germany	79.7	89	83	2,681,200	111
Greece	10.2	45	34	48,200	40
Ireland	3.5	67	45	36,700	64
Italy	57.5	75	60	816,000	65
Luxembourg	0.4	97	87	7,900	62
Netherlands	15	97	88	322,900	67
Portugal	9.9	52	20	25,000	35
Spain	39	70	59	350,000	42
United Kingdom	57.5	96	85	1,107,000	62
TOTAL	344.6			6,476,400	

By the year 2005, sludge production may increase to 8.4-10.1 million tds/y. The smallest national increase by 2005 is likely to be in the Netherlands at 11%, with the largest in Portugal and Greece (up to 500%). After 2005, sludge production would be expected to increase only slowly according to population growth and possibly other national policies to further extend secondary and tertiary treatment

RECYCLING AND DISPOSAL OPTIONS

Member States implement the Directives through domestic legislation which may be stricter than the original Directive and include additional control

In setting regulations for sludge recycling and disposal it is important to take an overview of the available options and to avoid setting limits which are unnecessarily precautionous. Excessive restriction on conventional sludge outlets may well result in the last resort of inappropriate and expensive advanced treatment and disposal technologies which are not commensurate with the real level of environmental hazard.

Strict controls on industrial discharges to the sewer should be put in place to ensure that sludge is comparatively free from contaminants. contaminated sludge will be potentially polluting however it is disposed of. "Clean" sludge can regarded as a secondary resource, suitable for all the disposal options and recycling.

Current sludge disposal practice in the Member States is shown in table 2. For some countries, including Portugal, where the situation is moving forward quickly the figures must be regarded as tentative. Taking Europe as a whole, landfill is the principal disposal route (40% of sludge), followed by recycling to agriculture (37%) and incineration (11%) the ash from which mainly goes to landfill disposal. there are some notable differences between the Member States (Table 2).

Table 2 - Sewage sludge recycling and disposal in the European Community (%)

Member States	Agriculture	Landfill	Incineration	Sea	Other Beneficial Outlets	Other Disposal Outlets	Total tds/year
Belgium	29	55	15	0	1	0	59,200
Denmark	54	20	24	0	<1	2	170,300
France	60	20	20	0	0	0	852,000
Germany	27	54	14	0	0	5	2,681,200
Greece	10	90	0	0	0	0	48,200
Ireland	12	45	0	35	0	8	36,700
Italy	33	85	<1	0	0	10	816,000
Luxembourg	12	88	0	0	0	0	7,900
Netherlands	26	50	3	0	20	<1	322,900
Portugal	30	60	0	0	0	10	25,000
Spain	50	35	5	10	0	0	350,000
United Kingdom	44	8	7	30	6	5	1,107,000
Total	37	40	11	6	2	4	6,476,400
1984	36	44	9	7	1	2	5,563,200

By the year 2000, it is expected that the proportions, as well as the quantities of sludge being disposed of to the different outlets will change significantly. There is likely to be a proportional decrease in sludge disposal to landfill and an increase in incineration with energy recovery. These trends should continue further to 2005 with landfill accounting for 17% of sludge, incineration 38% and recycling to agriculture and other land 45%.

Agricultural land

Directive 86/278/EEC on the protection of the environment, and in particular of the soil, when sewage sludge is used in agriculture is the basis of regulation for this outlet. It was adopted with the dual intention of: protecting humans, animals, plants and the environment from the potential harmful effects that could arise from the uncontrolled application of sewage sludge to land, and promoting the beneficial use of sewage sludge in such land.

The Directive contains three annexes stipulating the limit values for concentration of potentially toxic elements (PTEs) to be observed covering :

- ♦ soil;
- ♦ sludge for use in agriculture; and
- ♦ amounts which may be applied annually to agricultural land, based on a ten year average.

Member State legislation must incorporate limits at least as stringent as those laid down in the Directive. An annex to the Directive details the requirements for the sampling and analysis of soil and sludge.

A fundamental advantage of Directive 86/278/EEC is that it does not allow some flexibility of interpretation so that operations can comply both with the Directive and with local agricultural conditions. This is a necessary requirement if agricultural recycling of sludge is to be a viable option across the wide range of climate, soil and farming conditions within the EU. Sludge recycling is in effect a voluntary route dependent on the goodwill and co-operation of farmers but their perception that sludge is safe and beneficial is crucial to the security of the outlet. Looking to the future and increased sludge production, expansion of the cost-effective recycling option will be essential. The Council of Ministers recently adopted a Directive concerning the protection of waters against pollution caused by nitrates from agricultural sources (91/676/EEC) and this is relevant to sludge recycling in agriculture.

Land Reclamation

Research and operational experiences in the UK and overseas (principally the USA) has shown that the nutrients and organic matter supplied in sludge match such deficiencies in disturbed, derelict and impoverished land and this not only improves the speed and quality of restoration but can be cheaper than conventional techniques. application rates tend to be high (50-100 tds/ha) to ensure long term success where only one-off applications can be made. The use of sludge can, for instance, avoid the need to bring in expensive top soil since sludge can be mixed with soil-forming materials on site and the resulting mixture used as top soil.

Sludge Products

A range of potentially valuable constituents can be extracted from sludge such as protein, grease, vitamin B12, metals and phosphorous but this has not proved commercially viable to date because of disposal problems with residues and unfavourable economics but this could change in the future.

More conventional sludge products include compost, thermally dried sludge and sludge in admixture with alkaline materials such as lime, PFA (Rhenipal) or cement kiln dust. How their use is affected by legislation depends very much on whether this materials are still classified by the regulator as sludge or as soil ameliorants derived from sludge.

The case for classifying these materials as products and not sludge rests on the fact that sludge cannot be reconstituted from the products and the properties of the products in terms of odour, handleability, texture, pathogen and contaminant content are usually superior to those of sludge. Development of these sludge products is likely to expand in the future and they could be important locally at least.

Incineration

There have been considerable improvements to the technology of incineration and modern fluidised bed incinerators now appear more attractive in terms of both capital and operating costs compared with the multiple hearth type.

However incineration does not provide complete disposal since 30% of the solids remain as ash. This is generally landfilled and is regarded in most countries as a toxic waste because of its high metal content. The major constraint on more wide spread use of incineration will be the planning difficulties associated with public concern about possible emissions, but it is likely that there will be a large increase in sludge incineration capacity in Europe from 11% currently to about 40% by 2005 (Hall 1994). In the USA, there is discrimination against incineration in order to promote recycling. In the European context, there is greater policy acceptance of incineration, provided there is energy recovery.

Landfill

Disposal to landfill is currently the predominant outlet for sludge in Europe, but the Landfill Directive Proposal and other national legislation may jeopardise the long-term future of this disposal route. The Directive intends to classify wastes as hazardous, non-hazardous or inert by an eluate test. From earlier drafts it appeared that many sludges may be deemed hazardous and that sludges would have to be disposed of at mono-fills. This would have made sludge disposal much more difficult and expensive particularly where sludges did not meet the minimum dry solids requirement of 35%. Although the final draft has yet to be agreed, it is likely that co-disposal of sludge with domestic waste will continue to be acceptable and a more appropriate test for sludge will be developed through the European standards committee CEN 292. There is interest in pretreatment of sludge to provide physical and chemical stabilisation in landfills. Several Member States intend to force this reduction further through targeted taxation or legislation. This will make the disposal of sewage sludge to landfill increasingly untenable without pre-treatment.

Economics and Future Trends

Compared to 1992, the European Water Industry estimates a major change in the disposal practice by the year 2012.

In percentage terms, farmland applications will increase, landfill disposal will halve, incineration will treble. Sea disposal will stop completely, but there will be a number of other beneficial uses taking more or less the percentage block formerly occupied by mainly sea disposal.

Beneficial use of sewage sludge is the main aim and this is a sensible aim. Seen from today's state of the art, there is no apparent beneficial method which could deal with the waste quantities in the next 10 or even 20 years within a cost-framework acceptable, not only to the water industry, but also politically acceptable by the public.

The costs of the various application/disposal routes have become more transparent in Britain and elsewhere, as a number of new incinerators, thermal dryers, composting plants etc. have actually started to operate and planned costs can be compared with actual costs.

On average, farmland applications (wet injection and cake) cost about £50 per dry/tonne solids. Looking at these figures one would assume, that the industry would aim to maximise the farmland application route. But there are, however, quite a number of constraints limiting the possible quantities which can be applied to farmland. Application is limited to certain periods in the year; exposure limits for heavy metals determine maximum quantities which can be applied and is sensitive to user and public opinion.

LANDFILL CONSIDERATIONS

Following the expected ranking of future disposal practices, the position of landfill is the next disposal route to be looked at. Some countries are re-phrasing their legislation by introducing the idea that only "ultimate waste" should go to landfill (describing ultimate waste as: not susceptible to be treated in the current technical and economical circumstances, notably by extraction of the recoverable part or by reduction of its polluting or dangerous nature).

When disposing sewage sludge at domestic waste sites the following criteria should be adhered to:

- a. The trouble free insertion of sludge into the site must be possible. In particular to be able to support vehicle movement.
- b. The disposal operation should suffer little interference.
- c. The long term stability of the site must be guaranteed.
- d. Environmental encroachment must be excluded.
- e. Gas and leachates must not be allowed to accumulate.
- f. The combined insertion should be carried out in such a manner so as not to interfere with the compaction of the waste.

The security of a disposal system predisposes an adequate and long lasting stability. For measuring the stability, methods derived from soil mechanics can be used. Such methods are based on soil-mechanical and physical soil principles which govern natural soils.

In the last few years several authors pursued the question : to what extent does the dry solid content provide a clue to the disposability ?. Universally it was established that neither the solid matter content nor the dry substance of the dewatered sludge were decisive, but rather the soil mechanical parameters.

With the introduction of stability requirements for disposal, there will be changes in the licences for landfill sites. This results in a necessity to alter and add to the sludge treatment method if sludge's do not fulfil the criteria of disposability. If the dewatering results (with regard to stability and solid matter content) are inadequate, various possibilities and methods have been shown to positively influence and improve the dewatered results.

By solidifying, we understand an improvement in the solidity properties of the sewage sludge by subsequent treatment or supplementary conditioning, as with pre liming in centrifuges or an addition of Pulverised Fuel Ash (PFA) - an additional conditioning method, before dewatering by using belt filter presses. It is important to know that the aim for solidifying, i.e. the improvement of the stability, cannot be reached by optimum conditioning and adjustment of the equipment. Therefore a subsequent treatment is necessary.

The distribution frequencies of vane shear strength values and solid matter content for dewatering equipment like belt filter presses and centrifuges, as well as for the subsequent treatment with reactive and non reactive additives, have been assessed. It is clear that by dewatering with belt filter presses and centrifuges, under normal circumstances the requirements for disposal are not met. But even with chamber filter presses, 40% of all measurements do not achieve a vane shear strength of 20 kN/m²!

Table 3 - Shows the solid content and the stability value reached by dewatering.

Conditioning Method/Process of Treatment	Dewatering - Equipment	
	Centrifuges, Belt filter Presses	Chamber filter Presses
Conditioning with Polymers	20-30% DS < 10 kN/m ²	
As above, however using latest technology	28-40% DS 5-18 kN/m ²	23-42% DS 9 - kN/m ²
Conditioning with Metal salts and Lime hydrate		25 - 45% DS net 37 - 65 % DS gross 5 ->100 kN/m ²
High temperature Conditioning	40-50 % DS 10-55 kN/m ²	>50% DS 50 - 100 kN/m ²
Conditioning with Polymer and Subsequent treatment with reactive additives ¹ (quicklime, reactive PFA formulations)	30- >50 % DS 5- 100 kN/m ²	
Partial Drying	45-65 % DS 30-> 100 kN/m ²	
Full Drying	90-95% DS 6 kN/m ²	

¹ Dependent on the amount of additive, there is a possibility of worsening of the stability

In the light of all this we still believe that landfill of stabilised sewage sludge is an environmentally sound option, if you are using Rhenipal (a mixture of PFA, Cement or Lime and other hydraulic binding agents). In all countries large amounts of Pulverised Fuel Ash (PFA) are produced in coal fired power stations. The production of this by-product of the power generating industry cannot be avoided. Even minimisation is a problem as certain power stations are located at coalfields with predetermined ash values. Certain PFA-types are suitable for use as building materials and in other markets, others not. Especially those PFA-types which might be landfilled are most suitable as a major ingredient in the Rhenipal product

The drying of sewage sludge as a method of preparation for landfill is not satisfactory, as no long term stability of the landfill material is achieved and the biological reaction in the landfill material is hampered. This is why solidification is suggested to be the solution. We specify the aim of solidification as follows:

- ◆ to obtain an inert product.
- ◆ to maintain that state for as long as possible.
- ◆ to prepare sludge for landfill and easy handling.

To achieve a good solidification and a responsible landfill practice we need to fulfil certain parameters:

- ◆ *The volume should be as low as possible.*
- ◆ *The permeability should be low.*
- ◆ *The material should have a certain amount of mechanical strength.*
- ◆ *Pollutants should be immobilised.*
- ◆ *Pathogens should be killed.*

Here at Rhenipal we have satisfied such criteria by :

- ◆ **Increasing the dry substance to more than 35%.**
- ◆ **Creating a pH value of more than 10.5**
- ◆ **Achieving a permeability of 10^{-9}**
- ◆ **Achieving a minimum vane shear strength of 25 kN/m² within one month.**
- ◆ **Reducing the heavy metal content in leachates considerably.**

Let us now look at each of these requirements:

Dry Substance: In several countries the minimum dry substance of landfilled sludges is fixed to be at least 35%. In Germany this is a guideline issued in the eighties by the Federal Co-operative Committee for Waste Issues, in France it is a legal requirement introduced by the French Ministry of Environment on 18th February 1994 which will come into force by 1998 (the admission criteria in this new legislation also stipulates a dry substance of >35%). Other European Countries have similar regulations. There is no regulation in Britain so far.

The dry substance value of >35% was established more or less to represent a value for providing good handling of the sludge and now seems to be recognised widely in Europe.

pH-value: Pathogens need to be killed in the sludge. Exposure to a minimum pH- value of 10.5 provides the necessary atmosphere to achieve this aim to a large extend. A high pH value also decreases the solubility of heavy metals.

Permeability: A low permeability will inhibit water passing through the disposal material, decreasing leachate volume and in this way decreasing the amount of pollutants transported out of the mix. Normal Rhenipal mixes (1:1 on dry base) produce a permeability of 10^{-9} m/sec. The following table lists other materials and their permeability, used as part of landfill lining systems or as natural landfill base:

Table 4

Substance	Permeability
Clay	10^{-9} m/sec
Bentonite	10^{-9} m/sec
PFA compacted	10^{-7} m/sec

These values compare favourably with the permeability of Rhenipal/Sewage sludge mixes.

Strength: It has been clearly established that neither the solid matter content in the sludge nor its dry substance provide a measure for the disposability of sewage sludge. The vane shear strength has been established as a reliable dimension. A vane shear strength of 25kN/m^2 has been proven to be a satisfactory value.

Rhenipal products achieve these values within the average admixture rate of 1:1 on dry base. Whereas the short term stability of Rhenipal (C) products - containing lime - achieve higher stabilities, the long term stabilities of Rhenipal (B) products containing hydraulic acting agents is superior.

Leachate of Heavy Metals: Heavy metals in leachates provide a burden for sewage works when recycling the leachates from landfill sites. They also determine in many countries the landfill class of the disposal matter. One of its important criteria for the landfill of sewage sludge, the TOC value, has been removed from the draft and is now left to separate decisions by each nation. The German limitation of less than 3% TOC in the dry solids has to be seen as an isolated action.

Tests carried out on a number of Rhenipal solidified sludges in various countries show quite clearly that a reduction of the heavy metals in leachates of normal dewatered sludge compared with Rhenipal conditioned sludge - by 10 times - can be achieved. In many countries this results in classification of the Rhenipal conditioned sludge into a more favourable landfill classification. These classes attract different disposal taxes in many countries and will do so in future in other countries.

A VIEW OF THE IMPLICATIONS FOR SLUDGE STRATEGIES IN PORTUGAL

In the short to medium term we can anticipate:

- ♦ The highest percentage increase in sludge production in Europe.
- ♦ Continuing changes in Legislation and Regulation.
- ♦ Developments in technology which will change the economics of sludge treatment and processing.

These factors will make the development of sludge strategies for the Portuguese water industry a particularly complex process. High capital investments decisions are irreversible in the medium term and logistically inflexible.

We believe that those sectors of the Portuguese industry which adopt Rhenipal solidification technology will:

- ♦ Have the advantage of a simple, low capital and low operational cost solution.
- ♦ Have the security of an environmentally sound solution with a 15 years trade record.
- ♦ Secure the economic savings which are becoming available through an increasing range of application and disposal options.

REFERENCES

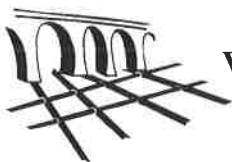
Davis, R.D. (1995), *The impact of European Union Legislation on Seage Sludge Disposal Strategies in Europe*, Symposium on Sludge Solidification, England.

Davis, R.D. and Dalimier, F. (1994), *Waste Management - Sewage Sludge Part 2; Quality criteria, classification and strategy development*, Contract report for the Commission of the European Communities DGXI, Report number EC 3757, WRc., Bucks UK.

Dirk, G. (1995), *Sewage Sludge Landfill; Outdated method - or a solution for the future?*, Symposium on Sewage Sludge Solidification, England.

Hall, J.E. and Dalmier, F. (1994), *Waste Management - Sewage Sludge Part 1; survey of sludge production, treatment, quality and disposal in the European Union.*, Contract report for the Commission of the European Communities DGXI, Report number EC 3646, WRc., Bucks UK.

Otte-Witte, R. (1995), *Preparation of Sewage Sludge for Disposal with subsequent Treatment of Rhenipal*, Symposium on Sludge Solidification, Germany.



**Effect of pre-precipitation on nutrient removal
and wastewater composition**

K. Kujawa, P.J. Roeleveld, A. Klapwijk, J.H. Rensink

Instituto Inżynierii Środowiska, Politechnika Poznańska

Poznań, Poland

ABSTRACT

In a combined chemical/biological nutrient removal system, the effect of pre-precipitation on P and N-removal in the following sequencing batch reactor (SBR) was studied. Phosphorus removal up to a required standard of 1.0 mg P/l was accomplished as a result of pre-precipitation and activity of micro-organisms in the following down-stream biological treatment. Different doses of ferric chloride were tested in order to find out the β -ratio (Fe/P molar ratio) for P removal up to the effluent standard. For a β -ratio of 1.2, P was removed up to 1 mg/l in the effluent of the total system. The N-removal at this β -ratio was up to 23 mg/l whereas in the control system without pre-precipitation an effluent concentration of 8 mg N/l was achieved. The pre-precipitation lowered the COD/N ratio from 6 to about 3 and influenced the N-removal negatively.

INTRODUCTION

Pre-precipitation is placed in the wastewater treatment scheme when it is necessary to upgrade the mechanical biological plants which already have digestors (Bundegard, 1990), when the land area available for extending the plant is limited (Henze, 1992) or effluent criteria concerning P removal have to be met. Since precipitation is associated with higher removal of suspended solids, than during conventional settling, a large amount of organic matter is

eliminated in the primary clarifier, resulting in a higher primary sludge production. Pre-precipitated sludge containing a significant fraction of organic matter causes a higher total biogas production in the digestors. The introduction of pre-precipitation reduces the load on the biological step, allowing for smaller reactor volumes to reach complete nitrification. In case of existing overloaded plants, pre-precipitation improves the treatment efficiency.

Using an optimal β -ratio, phosphorus removal up to the required standards (in the Netherlands 1.0 mg P/l for plants above 100.000 p.e.) is achieved. However removal of organic matter by pre-precipitation, resulting in a decrease of the COD/N ratio, may have undesired effects on the subsequent nitrogen removal step. Insufficient organic carbon usually results in partial denitrification which does not guarantee required total nitrogen concentrations in the effluent (in the Netherlands for plants above 100.000 p.e. - 10 mg N/l). As far as it concerns nitrification, pre-precipitation has a positive effect, providing a shorter volumetric retention time (Karlsson, 1988). The goal of this study was to find out the β -ratio needed for phosphorus removal up to 1 mg P/l and to observe N-removal as well as the overall activated sludge process when feeding with raw and pre-precipitated wastewater.

PRE-PRECIPITATION

Pre-precipitation can be described as a process of incorporating the phosphates into a particulate form that can be removed by a solid separation step together with the primary sludge. Using low molecular, positively charged metal salts (Fe^{+3} and Al^{+3}) (SDA, 1989), dissolved compounds like phosphorus are precipitated. The simultaneously occurring process is a destabilisation of suspended, organic matter that can not be removed by gravity forces in conventional settling. The small sized organic particles of 0.1 to 100 μm (Karlsson, 1990) are captured by hydroxide flocs of those salts. Large aggregates are formed with high settleability properties. The total reduction of COD due to pre-precipitation is 60% (Henze, 1990) up to 75% (Karlsson, 1990) and of suspended solids 80 - 90%. The removal values for well operated primary clarifiers, without addition of chemicals are 30 to 40% of COD and 50 to 70% of suspended solids. The phosphorus removal due to pre-precipitation exceeds often 90%, which means that for municipal wastewater no additional efforts are necessary to fulfill P-effluent standards.

The coagulant sort and dose rate is determined on the base of jar-tests and full scale examination for specific wastewater. The magnitude of dosage will vary, depending on the influent concentration of the phosphorus as well as on desired reduction rate. When the objective is to remove phosphorus up to 1.0 mg P/l, the typical dosages used, are 1 to 2 moles of metal salt added per mole of phosphorus removed (SDA, 1989). In the situation, when the effluent phosphorus has to be lower than above, the metal salt dosages have to be significantly higher. However, the choice of β -ratio will be never accurate, because of the variability of the influent phosphorus concentration.

The most commonly used precipitants, such as alum or ferric salts will consume alkalinity what can depress the wastewater pH if sufficient buffer capacity is not naturally present. Supplemental alkalinity may be added to meet biological treatment requirements and effluent discharge permit pH limitations.

EFFECT OF PRE-PRECIPITATION ON WASTEWATER COMPOSITION

Primary precipitation will remove more COD than nitrogen, lowering the COD/N ratio and efficiency of nitrogen removal in down-stream biological step. In conventional primary clarifier N-removal is 18% (Henze, 1990) while due to pre-precipitation it is increased by a further 10%. As COD removal with pre-precipitation is 60-75 %, the COD/N ratio will be lowered. The overall denitrification rate depends strongly on the COD/N ratio. A value of around 6 will ensure nitrogen removal up to the required limits.

The actual wastewater composition determines the N-removal rate. The lower COD/N ratio resulted from pre-precipitation, the higher the N-concentration in the effluent. The relations between different fractions of COD are changed due to pre-precipitation. Chemical pre-precipitation increases the soluble, readily biodegradable fraction of organics (S_s) and significantly decreases the particulate and colloidal, slowly biodegradable fraction (X_s) in the relation to total amount of organics. With pre-denitrification, a high nitrogen removal efficiency can be obtained, when the S_s/N ratio in the influent is high. However, the fraction of S_s in raw wastewater accounts for a minor part of the total COD, 10 to 30%. The fraction of X_s accounts for 30 to 60% of the total COD and plays an important role in the overall denitrification capacity of an activated sludge system. The soluble fraction S_s is non precipitable but the particulate colloidal fraction X_s is removed in a high rate. When the

fraction X_s removed due to pre-precipitation turns out to be too high to fulfill the effluent criteria concerning nitrogen removal, then an external carbon source for the denitrifiers has to be supplied. This can be solved by addition of hydrolysed primary sludge (Henze, 1990)

EXPERIMENTAL SET-UP

The objective of the research was to find out the β -ratio to remove P up to 1 mg/l and to examine the effect of pre-precipitation on the overall process of nutrient removal. The research was performed in four 3 l, lab-scale sequencing batch reactors (named b_1 .. b_4). Two of four SBRs (b_1 and b_2) served as the references operating on raw influent, while two others (b_3 and b_4) were fed with pre-precipitated wastewater. The number of operating cycles and the duration of each phase was identical for all batches. The total reaction time (denitrification + nitrification) was 4 h. The SBR operated with a cycle of 2 h anoxic and 2 h aerobic. The raw wastewater was first stored in an equalisation tank of continuous flow and from here was provided to the batches b_1 and b_2 . The pre-precipitated influent before entering the batches b_3 and b_4 , passed first a lab-scale pre-settler. The operation of SBRs was automatized.

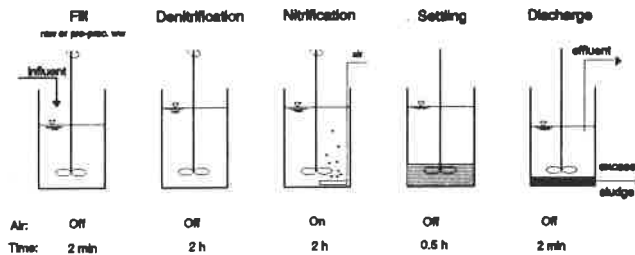


Fig. 1. Schematic representation of SBR operation

RESULTS

In the period following start-up of the lab-scale installation, all four SBRs were working in the same mode concerning operational parameters (Tab. 1), providing the proper conditions for N-removal up to 10 mg N/l. After 55 days of operation the SBRs b_3 and b_4 were subjected onto pre-precipitated influent while two others on raw feeding, serving as the references to compare the effect of pre-precipitation on N and P removal.

Tab. 1. Operational parameters during the start-up in the SBR system for C and N removal

Parameter	Unit	Value
sludge loading, F/M	g COD/g MLSS.d	0.07
N-loading rate	g N/g MLSS.d	0.012
biomass concentration, MLSS	g/l	4.2
sludge age, MCRT	d	25
internal recirculation rate, R	%	750
hydraulic retention time, HRT	h	22

Phosphorus removal

In the reference batches b_1 and b_2 neither biological nor chemical P-removal was implemented. Comparing average influent and effluent concentrations, it was observed that approximately 2.5 mg P/l (Fig. 2) was removed from the system due to the requirements for that nutrient for growth of biomass. Measured P content in the sludge indicated a value of 2.0% which is common for systems without enhanced biological phosphorus removal. Temporary higher concentrations of total phosphorus in the effluent than in the influent were noted. This can be explained by a high sludge stabilization due to a long sludge age, so a part of the P-ortho can be released to the waterphase.

When pre-precipitation was introduced in the operation of b_3 and b_4 , the situation changed significantly. The overall reduction of phosphorus was dependent on the dose of coagulant. Three different doses, expressed as molar ratio $Fe/P_{total, influent}$, were examined, $\beta = 1.0, 1.2$ and 1.4 . Analysing the phosphorus course (Fig. 2) it can be seen, that in the examined conditions, the β -ratio for phosphorus removal to 1 mg P/l was $\beta = 1.2$.

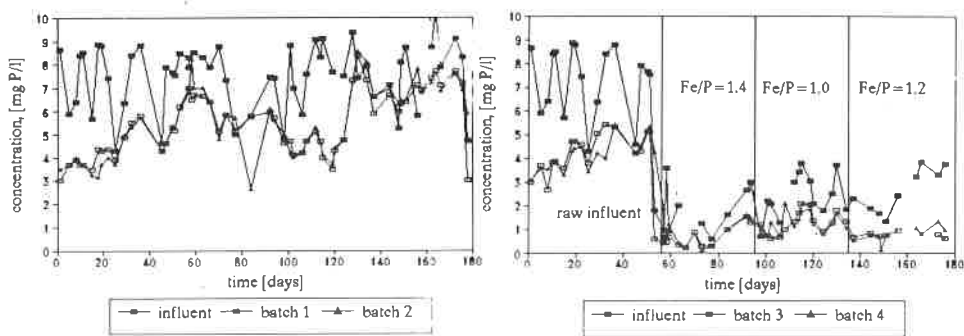


Fig. 2. Comparison of phosphorus removal with and without pre-precipitation

In the SBR a P removal of 1.5 mg/l was obtained and therefore a reduction of phosphorus to 2.5 mg/l in the primary sedimentation was sufficient. Using $\beta = 1.2$ no supplemental alkalinity had to be added to keep a physiological pH range in the following biological step. With $\beta = 1.4$ phosphorus was removed to a concentration lower than 1 mg P/l (Tab.2). This caused unnecessary coagulant consumption, high reduction of organics in the influent (COD:N ratio dropped up to 2.5) and a pH-drop in the biological step. The pH of 6.8 caused a slight decrease in the nitrification efficiency which forced to use NaHCO_3 as an extra buffer capacity.

Tab. 2. Phosphorus removal efficiency with and without pre-precipitation as a function of β .

β -ratio	P_{tot} influent (mg/l)	P_{tot} after precipitation (mg/l)	chemical reduction (%)	P_{tot} effluent (mg/l)	total reduction (%)
0	7.5	-	-	5.0	33
1.0	7.4	2.9	61	1.3	82
1.2	7.7	2.4	68	0.9	88
1.4	7.7	1.4	82	0.6	92

Organics removal

Removal of COD in the batches was high depending on the kind of feeding. Complete removal of organics reflected in COD values in the effluent of 30-40 mg O_2 /l. Introduction of pre-precipitation removed more COD than nitrogen, what significantly lowered the COD:N ratio from 6 to around 3. The removal of organics increased proportionally to the coagulant dose and as it turned out, the amount of carbon was not sufficient for satisfactory denitrification.

Tab. 3. Characterisation of the COD in the influent, based on average concentrations

β -ratio	$\text{COD}_{\text{total}}$ influent (mg/l)	$\text{COD}_{\text{total}}$ reduction (%)	COD:N	$\text{COD}_{\text{suspended}}$ influent (mg/l)	$\text{COD}_{\text{colloidal}}$ influent (mg/l)	S_s influent (mg/l)
0	367		6.6	129	141	57
1.0	171	53	3.8	33	53	45
1.2	138	62	3.0	30	24	44
1.4	110	70	2.5	28	0	42

A simple COD characterisation of the influent was carried out by filtration of the wastewater through a paper filter with a pore size of 5-7 μm (COD_{pf}) and a membrane filter with a pore size of 0.45 μm (COD_{mf}). The characterisation in Table 3 is given by:

$$\text{COD}_{\text{suspended}} = \text{COD}_{\text{total}} - \text{COD}_{\text{pf}} \quad (1)$$

$$\text{COD}_{\text{colloidal}} = \text{COD}_{\text{pf}} - \text{COD}_{\text{mf}} \quad (2)$$

$$S_s = \text{COD}_{\text{mf}} - S_I \quad (3)$$

It was assumed that the soluble COD in the effluent, with an average of 40 mg/l, represented the soluble inert COD (S_I) in the influent. From Table 3 it can be seen that S_s after pre-precipitation is slightly lower than comparing with raw influent. The removal of colloidal COD was complete at a β -ratio of 1.4 and the total removal efficiency for the sum of the suspended and colloidal COD was 90%.

Nitrogen removal

The operational parameters in the batches (Tab. 1), set in the beginning of the operation, ensured a concentration of total nitrogen in the effluent of less than 10 mg N/l. A nitrate concentration in the effluent of around 7 mg $\text{NO}_3\text{-N/l}$ was attained. The nitrification was complete, giving less than 1.0 mg $\text{NH}_4\text{-N/l}$. Stable and complete nitrification was achieved due to a ultra-low loaded system and beneficial operating temperatures of 15 - 23 °C. After introduction of pre-precipitation an immediate decrease in the denitrification efficiency was noted (Fig. 3). With the highest β of 1.4 the average concentration of nitrates in the effluent was 26 mg $\text{NO}_3\text{-N/l}$. Using an optimal β for P-removal of 1.2 the nitrate concentration achieved a level of 20 mg $\text{NO}_3\text{-N/l}$ and total nitrogen concentration of 23 mg N/l. The lowest implemented β of 1.0 ensured the average concentration of nitrates of 16 mg $\text{NO}_3\text{-N/l}$.

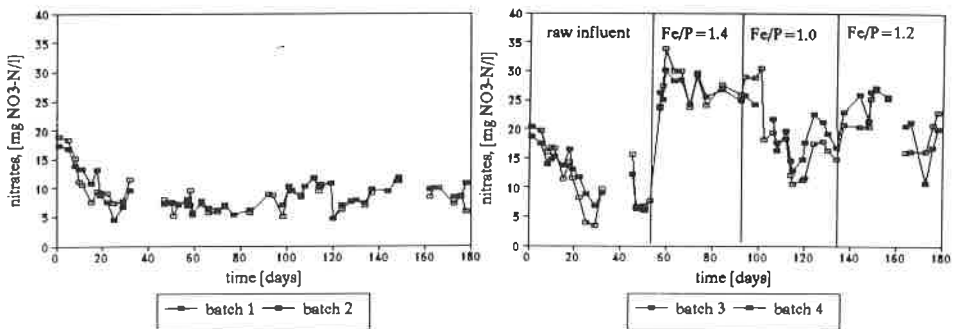


Fig. 3. Denitrification performance in systems fed with, raw and pre-precipitated influent

The accessibility of organic carbon was dependent on the magnitude of the coagulant dose. So the higher efficiency of precipitation and the lower COD/N ratio, the higher concentration of nitrate was measured in the effluent. The carbon available for denitrifiers, affects the reaction considerably. The denitrification rate on readily biodegradable COD is higher than on slowly biodegradable COD. In Figure 4 it can be seen that the denitrification rate, with an excess addition of acetate (Ac), reached a value of almost 4 mg NO₃-N/g VSS.h. Although the fraction of S_s is not removed by pre-precipitation, the denitrification capacity will be dictated by the endogenous denitrification rate because circa 90% of the suspended and colloidal COD will be removed. Fraction of S_s enables to remove no more than 10 - 15 mg N/l. The measured overall denitrification rate with pre-precipitated wastewater was 1.05 mg NO₃-N/g VSS.h. Opposite results were gained when the nitrification capacity was measured. It is known that low loaded conditions created by pre-precipitation are beneficial for nitrification.

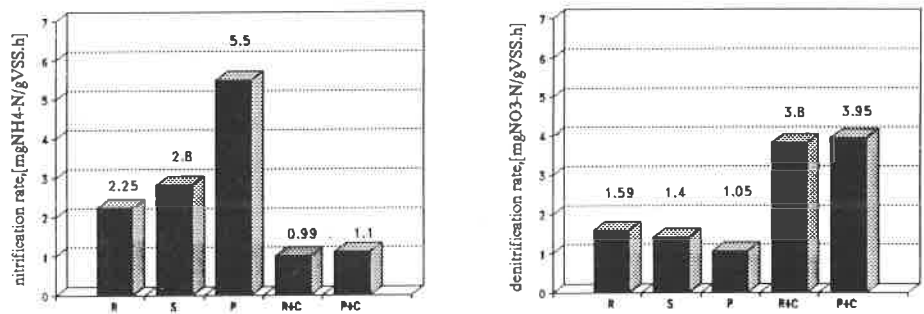


Fig. 4. Nitrification/denitrification rates, obtained with different feeding (R -raw ww, S - settled ww, P - precipitated ww, R+C - raw ww + Ac, P + C - precipitated ww + Ac)

DISCUSSION

An optimal choice of the β -ratio allows to remove the phosphorus up to required standards without introducing the process of enhanced biological phosphorus removal. However, phosphorus precipitation in the influent causes a significant reduction of organic matter which is unfavourable for the denitrification performance in the following biological treatment. In this study it was found, that a β -ratio of 1.2 allows to remove the phosphorus up to 1 mg P/l (as valid in some Western European countries). However pre-precipitation

reduced the COD/N ratio from 6 till 3 resulting in total N-removal up 23 mg N/l. The anoxic and the aerobic periods took both 2 h. As the nitrification rate is quite high the ratio between anoxic/aerobic period can be increased without deteriorating the nitrification. The N-removal can thus be improved. However it is questionable if the N-removal can be improved till an effluent concentration of 10 mg N/l. In that case addition of an external carbon has to be introduced, for example from hydrolysis of pre-precipitated sludge. Combined chemical/biological nutrient removal processes require detailed knowledge about the wastewater to enable for process optimisation. Characterisation of the COD in the influent and the pre-precipitated sludge can play an important role in the prediction of the denitrification performance and the need for an external carbon source.

In many countries the required concentration of nitrogen discharged to the receiving bodies is higher, while for phosphorus it is quite strict (f.e. Poland TN = 30 mg/l, TP = 1.5 mg/l). Pre-precipitation is in such a case an ideal solution for accomplishing the standards. Additional removal of organics by pre-precipitation enables to reduce the costs for aeration in the following activated sludge process. An extra amount of primary sludge provides with the opportunity to cover a bigger part of the energy requirements on the plant due to a higher biogas production in the digester. The choice between chemical and biological P-removal should be dictated by practical and economical aspects. If chemicals consumption and sludge production has to be minimised then the biological process (low-loaded systems) should be used. When it concerns the minimisation of the plant volume, then a combination of pre-precipitation and hydrolysis of the primary sludge is a proper alternative.

CONCLUSIONS

The research on the effect of pre-precipitation on nutrient removal as well as on the overall activated sludge process leads to the following conclusions:

1. Examined, domestic wastewater required β -ratio of 1.2 to reduce P up to 1.0 mg P/l in overall combined chemical/biological nutrient removal system.
2. A β of 1.2 did not require additional dosage of alkalinity to keep the pH level of 7-7.2 in the following biological process.

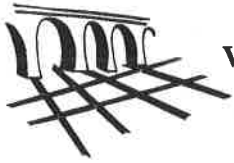
3. Implemented β -ratio of 1.2 decreased COD/N-ratio from 6.0 up to around 3.0, what did not guarantee a successful denitrification, fulfilling the effluent N-criteria of 10 mg N/l.
4. Effluent quality concerning ammonia (< 1.0 mg $\text{NH}_4\text{-N/l}$) was improved when pre-precipitation was incorporated in the system. Ultra-low loaded conditions ensure a stable and complete nitrification.

ACKNOWLEDGEMENT

This study was carried out in the Department of Environmental Technology of the Wageningen Agricultural University, The Netherlands. The authors wish to thank Justyna Nowicka for her significant contribution in this study.

REFERENCES

- Bundegaard, E., Pedersen, J. (1990), "Full Scale Experience with Biological and Chemical Phosphorus Removal", Proceedings of the 4th Gothenburg Symposium, (443-460).
- Henze, M., Harremoës, P. (1990), "Chemical-Biological Nutrient Removal - The HYPRO Concept", Proceedings of the 4th Gothenburg Symposium, (499-510).
- Henze, M., Harremoës, P. (1992), "Characterization of the Wastewater. The Effect of Chemical Precipitation on the Wastewater Composition and its Consequences for Biological Denitrification", Chemical Waster and Wastewater Treatment II. Klute, R. and Hahn, H. (Eds.), (299-311).
- Hoffman, E., Klute, R. (1990), "Improving the Denitrification Potential in Biological Wastewater Treatment by Dosing Carbon From Sludge Hydrolysis", Proceedings of the 4th Gothenburg Symposium, (543-560).
- Karlsson, I. (1990), "Carbon Source for Denitirification from Pre-precipitated Sludge", Proceedings of the 4th Gothenburg Symposium, (521-529).
- The Soap and Detergent Association, SDA (1989), "Principles and Practice of Phosphorus and Nitrogen Removal From Municipal Wastewater, New York.



VII ENaSB - Encontro Nacional de Saneamento Básico
Coimbra - 14 a 16 de Fevereiro de 1996

Algumas reflexões sobre o tratamento de esgotos na Beira Interior Norte

FONSECA PEREIRA, Luis Manuel ¹⁾

Direcção Regional do Ambiente e Recursos Naturais do Centro

Coimbra, Portugal

RESUMO

È analisada a situação das Estações Depuradoras de Águas Residuais na área onde desempenha funções, comentando as principais dificuldades observadas e possíveis meios de solução.

Em virtude do teor da legislação sobre recursos hídricos (DecretoLei nº 74/90, de 7 de Março), compete às Direcções Regionais do Ambiente e Recursos Naturais (DRARN's), a fiscalização das condições de descarga de águas residuais, sejam essas águas residuais de origem pública sejam de entidades privadas; entenda-se, no âmbito desta comunicação, que uma descarga é de origem pública quando se processa através de uma rede de colectores explorada por um órgão da Administração Pública.

No caso particular da área geográfica da Divisão SubRegional da Beira Interior Norte, na Guarda, integrada na DRARNCENTRO, a maioria das descargas de águas residuais são de origem doméstica, através de redes de colectores exploradas por Câmaras Municipais, ou

¹⁾ Engº Técnico Civil

pertencentes a edifícios isolados ou não, mas não drenados por qualquer tipo de rede de colectores comunitária. Efectivamente, as unidades industriais não têm nesta região a densidade e a dimensão de outras zonas do País, e as de maior significado em termos de produção de águas residuais, referem-se às indústrias de lacticínios, lanifícios, abate de gado e processamento de carnes, e produção de azeite. Na exploração agropecuária, existem algumas unidades de suinicultura, criação de aves e também vacarias e cunicultura, embora com pouca expressão de efectivos estabulados. Uma situação particular de um efluente industrial ainda a considerar, será a extração e lavagem de areia e pedra para construção civil e obras públicas.

No cumprimento da competência legal já referida, têm sido visitadas as principais instalações existentes na área sob jurisdição do Serviço, quer sob exploração das autarquias, quer sob exploração de entidades privadas. Nessas visitas, são basicamente constatadas:

- as condições de funcionamento dos diversos órgãos de tratamento;
- o tipo de assistência dado à instalação;
- a existência ou não de pessoal especializado e adstrito, com algum grau de exclusividade, a essa exploração;
- o tipo de autocontrolo exercido sobre o efluente final;
- a existência de algum planeamento físico e financeiro da exploração.

Quanto aos processos de tratamento das águas residuais domésticas comunitárias, dada a pequena dimensão dos aglomerados populacionais, a sua proliferação e a falta de meios característica da generalidade das autarquias, a quase totalidade dos sistemas estão dotados de fossas sépticas de 3 compartimentos, normalmente complementadas com trincheiras filtrantes ou de infiltração, e também leitos percoladores adaptados, isto é, sem meios mecânicos de descarga do esgoto sobre o leito de pedra; cabe aqui referir que se pode considerar uma fossa séptica como uma ETAR, só que apenas procede a um tratamento primário e à digestão das

lamas. Nas povoações de maior dimensão, acima dos 1000 habitantes permanentes, os sistemas de tratamento mais adoptados são os de tanque Imhoff com leito percolador de baixa ou alta carga, este nas instalações mais recentes, havendo também alguns sistemas de lamas activadas.

Sublinha-se que, dos 485 aglomerados populacionais que existem na zona em causa, 34 possuem mais de 500 habitantes permanentes, e destes, apenas 13 possuem mais de 1000 habitantes permanentes, valores estes dados pelo Censo Populacional de 1991. Do exposto, será compreensível a razão da opção pelos sistemas simplificados atrás descritos.

No que se refere aos esgotos de origem industrial e agropecuária, as soluções adoptadas são essencialmente de lagunagem, havendo bastantes situações de efluentes ligados a redes de colectores municipais e outros casos sem qualquer tratamento, registando-se ainda 2 ETAR's com sistema de lamas activadas, ambas com uma forte componente de esgoto doméstico.

Passando á avaliação do estado de funcionamento das instalações, constatou-se que a situação se pode considerar sofrível, em termos gerais, embora algumas ETAR's estejam a funcionar relativamente bem e outras bastante mal. Assim, detectou-se que a maior parte dos casos de mau funcionamento dos órgãos depuradores deve-se a deficiências de exploração e/ou manutenção, quase sempre motivadas pela ausência de pessoal com conhecimentos sobre as tarefas que deviam desempenhar, e o que existe, divide-se com outras actividades consideradas prioritárias, em detrimento da atenção á ETAR. Certas anomalias detectadas, relacionam-se com má exploração e/ou manutenção das redes de drenagem, enquadrando-se portanto na situação antes descrita. Os casos de subdimensionamento dos órgãos depuradores, que também se verificaram, acabam por se agravar pela falta de cuidado na exploração, o mesmo acontecendo a alguns casos de êrros de execução das obras, também verificados.

No que se refere aos restantes ítems da avaliação feita, a situação piora consideravelmente, verificando-se que, na generalidade, o tratamento do esgoto é encarado como uma imposição legal e não como uma política que deve ser assumida em igualdade de prioridades com outras de maior impacto.

De facto, os recursos humanos, financeiros e de equipamento, afectados á exploração da drenagem e tratamento de efluentes, revelam-se, na maior parte dos casos, casuísticos e apenas activados em situação de acidente, o planeamento de acções de manutenção é quase inexistente, e o autocontrolo da qualidade do efluente final também não é feito com regularidade.

Refere-se novamente que há excepções ás situações descritas, e encontraram-se Entidades interessadas, informadas e a obter bons resultados.

A reflexão a que se é conduzido perante esta situação, conclui que não basta haver uma legislação que regulamenta as condições de descarga dos efluentes e penaliza as infrações; torna-se necessário a persuasão para o cumprimento dessa legislação, o apoio técnico e financeiro e, julga-se importante, a internalização de custos.

O primeiro aspecto, persuasão, julga-se que deverá competir á Administração Pública essa tarefa, prioritariamente á de aplicação de coimas, que devem ser vistas mais como efeito dissuasor de ilegalidades e/ou negligências voluntárias e continuadas; de facto, o processo de contra-ordenação como meio preferencial de cumprimento da legislação, é gerador de maiores conflitos e até antagónico á tentativa de solução dos problemas, porque resulta no empobrecimento da capacidade de investimento, se houver condenação, ou no laxismo, se o perdão tiver em conta as evidentes dificuldades financeiras da generalidade das autarquias e das entidades privadas.

Mas parece haver depois uma lacuna, se essa persuasão não for complementada de apoio técnico e financeiro, em processos que não impliquem uma Administração pesada e omnipresente, que acaba por agravar os custos e burocratizar todo o relacionamento entre o Estado e a sociedade.

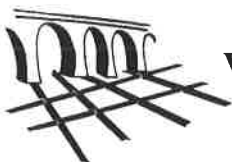
A existência de empresas privadas de prestação de serviços, poderá ser uma alternativa saudável, até pela criação de postos de trabalho, e porque algumas entidades privadas não comportam nos seus quadros de pessoal a existência de um técnico com conhecimentos suficientes para actuar sobre uma ETAR, nem tal se justificaria, sob risco de subaproveitamento

do funcionário ou desvio do mesmo para outras actividades, como agora acontece. Outra vertente do apoio técnico, consistiria na formação de técnicos especializados de nível médio, a exemplo de casos recentes passados, com reciclagens periódicas, que deveriam incidir mesmo nos técnicos de nível superior e pertencentes aos quadros das autarquias; aqui, o recurso a protocolos e convénios entre os Serviços da Administração Pública ou as Entidades Privadas e as Universidades e Escolas Superiores que estejam dotadas de meios humanos e equipamentos, poderá ser um processo admissível e frutuoso para qualquer das partes.

No apoio financeiro, está previsto o recurso a contratos-programa com a Administração Central e a ajudas comunitárias, para as autarquias, faltando a criação de linhas de crédito específicas para as entidades privadas e para as autarquias cujos projectos não se enquadrem nos limites dos sistemas de financiamento já citados; recorde-se a política adoptada como meio de combate á carência habitacional. Outras modalidades de incentivos financeiros e fiscais, são preconizados na versão preliminar para discussão pública do Plano Nacional da Política de Ambiente.

Parece contudo evidente que, enquanto não estiver praticável o conceito do utilizador-pagador, qualquer Entidade que use a água e a rejeite para o exterior, não "sente" o custo da qualidade do processo de utilização. E constata-se que seria um passo importante para que uma Política de Ambiente fôsse assumida por todos os utilizadores dos recursos hídricos, na medida em que sabia que quanto menos poluisse, menos pagava, custos esses que se reflectiriam directamente nos encargos de produção, e seria vantajoso investir em consultorias ou avenças ou salários, não se sugere também a processos de contraordenação.

São assim estas as reflexões que, modestamente, julgo comunicar a esta assembleia, agradecendo por fim a atenção dispensada.



VII ENaSB - Encontro Nacional de Saneamento Básico
Coimbra - 14 a 16 de Fevereiro de 1996

Tratamento de efluentes de elevadas cargas orgânicas em digestores do tipo “Fluxo-Pistão”

Jorge Quintas ¹⁾

*Dessis - Sociedade de Desenvolvimento de Sistemas, Lda
Estrada de Benfica, 745 , Lisboa, Portugal*

RESUMO

A digestão anaeróbia em reactores de funcionamento em “fluxo-pistão” constitui uma tecnologia extremamente interessante no tratamento de efluentes com elevadas concentrações em matéria orgânica. O reactor tipo “fluxo-pistão” apresenta uma construção e exploração muito simplificada, baixos consumos energéticos, o que acrescido dos benefícios obtidos durante o processo depurativo, significa, em grande parte dos casos, uma vantagem significativa quando comparado com outros tipos de tratamento.

Em Portugal, existem mais de duas dezenas de instalações a funcionar com digestores em “fluxo-pistão”, com resultados que, baseados em análises regulares ao seu funcionamento, demonstram a grande aplicabilidade desta tecnologia no tratamento de efluentes de actividades agro-pecuárias, indústrias agro-alimentares ou na estabilização de lamas de ETAR's urbanas.

1) Engenheiro do Ambiente

INTRODUÇÃO

A digestão anaeróbia, não sendo um processo novo, conheceu nos últimos anos um grande desenvolvimento ao nível científico e tecnológico, tornando-se numa solução de tratamento relativamente comum, com credibilidade e fiabilidade das tecnologias aplicadas e capaz de dar uma resposta adequada para o tratamento dos mais variados tipos de efluentes.

A necessidade energética associada simultaneamente a exigências legais do ponto vista ambiental, contribuíram para o crescente desenvolvimento dos processos anaeróbios, do que resultou a implementação de novos tipos de reactores e/ou o melhoramento dos tradicionais, permitindo ultrapassar algumas deficiências e limitações evidenciadas no passado.

O sucesso da digestão anaeróbia deve-se, em parte, às vantagens que apresenta relativamente aos processos biológicos aeróbios, das quais se salienta, o baixo consumo energético (o balanço energético é positivo), desperdícios orgânicos quase globalmente convertidos em biogás e reduzida produção de biomassa em excesso.

No caso particular dos efluentes com elevadas cargas orgânicas, onde existe quase sempre a necessidade de dois estágios de tratamento, a aplicabilidade da digestão anaeróbia é extremamente vantajosa quando comparada com os processos aeróbios tradicionais que requerem consumos energéticos muito elevados. A introdução da digestão anaeróbia no 1º estágio de tratamento reduz fortemente a carga orgânica (70-80% expresso em termos de CBO_5), o que permite baixar significativamente as necessidades energéticas no 2º estágio de tratamento.

Um dos reactores anaeróbios que tem despertado grande interesse a nível nacional no tratamento de efluentes com elevadas cargas orgânicas é o digestor do tipo “fluxo-pistão”, nomeadamente, no tratamento de resíduos resultantes das actividades agro-pecuárias e agro-industriais.

O DIGESTOR ANAERÓBIO TIPO “FLUXO PISTÃO”

Princípio de Funcionamento

O princípio de funcionamento do digestor “fluxo-pistão” é extremamente simples, resumindo-se, basicamente, ao avançar de cargas por arrastamento segmentado, consideradas como unidades individuais, que, vão sendo “empurradas” ao longo do corpo do digestor à medida que novas cargas vão entrando diariamente. Isto permite que haja um processamento contínuo da matéria orgânica nas várias secções do digestor até à sua saída.

Teoricamente não ocorre mistura e o movimento no interior do reactor é do tipo pistão. No entanto, na prática o escoamento hidráulico é “não ideal” devido às perturbações de entrada e saída, bem como à dispersão axial, o que favorece a ocorrência de tempos de retenção hidráulico e sólido diferentes, assegurando, deste modo, um fluxo hidráulico bem adaptado às diferentes fases de produção de biogás (Santos, 1994).

Este tipo de funcionamento permite, igualmente, uma boa adaptação da biomassa bacteriana às condições do meio, nomeadamente às temperaturas ambientais e/ou concentrações de substâncias inibidoras do processo (Santos, 1994).

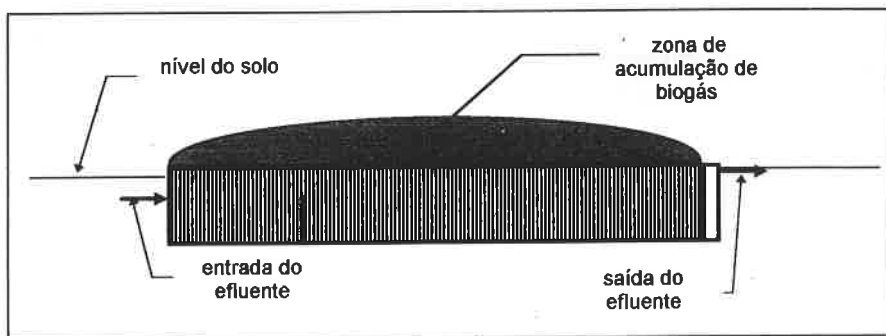


Figura 1 - Esquema de um reactor anaeróbio tipo “fluxo-pistão”

Aspectos Construtivos

Os digestores do tipo “fluxo pistão” são preferencialmente construídos em betão armado, implantados horizontalmente no terreno, ocupando uma área de forma rectangular e com fundo tronco-piramidal. São enterrados no solo por forma a aproveitar ao máximo as boas condições de isolamento térmico oferecidas pelo solo o que se traduz por uma menor necessidade energética de aquecimento. Com esta estrutura básica, elimina-se grande parte do equipamento electromecânico inerente ao funcionamento da maioria dos digestores convencionais, o que pode significar uma vantagem fundamental no funcionamento do processo, uma vez que os fenómenos de corrosão poderão ser fortemente reduzidos.

Sem necessidade de recurso a sistemas de agitação mecânicos, consumidores de energia, a agitação no reactor é natural, constituída por uma série de agitadores semi-estáticos, distribuídos ao longo do digestor e suspensos na parte superior através de um sistema articulado, que se movimenta quando existe chegada de efluentes, provocando então a agitação da massa nele contida.

A parte superior do digestor comporta uma tela butílica, que garante a ausência de oxigénio no interior do reactor e permite a acumulação do biogás produzido durante o processo.

Aspectos de dimensionamento

Os digestores são dimensionados para funcionarem em regime mesofílico, com um tempo de retenção hidráulico médio entre os 8-15 dias, o que origina nos processos em “fluxo-pistão” um tempo de retenção sólido médio de 60 dias. A percentagem de Sólidos Totais (S.T.) no biodigestor deverá variar entre 3 e 10%, idealmente entre 6 e 8%.

Vantagens

Se considerarmos alguns aspectos desta tecnologia, como sejam: uma disposição construtiva pouco complexa e de fácil execução, uma exploração/manutenção bastante simplificada, consumos energéticos muito baixos, rendimentos depurativos elevados, grande capacidade de choque a cargas orgânicas e a elementos inibidores, podemos afirmar que estes reactores apresentam importantes vantagens, quando comparados com a grande parte dos reactores utilizados para digestão anaeróbia.

Neste tipo de sistemas reduz-se significativamente a perda de bactérias arrastadas pelo efluente permitindo manter uma elevada concentração de sólidos no reactor, o que constitui uma vantagem em termos de cinética e estabilidade do processo alargando o campo de aplicação desta tecnologia a efluentes com diluições elevadas.

A TECNOLOGIA “FLUXO-PISTÃO” EM PORTUGAL

Situação Actual

Actualmente existem em Portugal, mais de duas dezenas de instalações implantadas e a funcionarem, maioritariamente em explorações de suinicultura, resultado, em grande parte, do potencial que este tipo de efluentes oferece para a produção de biogás e, por outro lado, das pressões exercidas por parte das populações e organismos oficiais que exigem o tratamento deste tipo de efluentes (Berardino, 1994).

Mais de 95% dos digestores implantados estão em pleno funcionamento, apresentando produções de biogás e remoção de matéria orgânica médias idênticas ou superiores aos valores de projecto.

No Quadro I apresenta-se uma relação dos digestores “fluxo-pistão” instalados em Portugal.

Quadro I - Digestores “fluxo-pistão” instalados em Portugal.

REF.	LOCALIZAÇÃO	VOLUME (m ³)	TIPO DE RESÍDUO	UTILIZAÇÃO DO BIOGÁS	SITUAÇÃO
1	Cadaval	75	suinicultura	Queima Directa	em funcionamento
2	Sertã	4x(100)+200	suinicultura	Prod.Ener.Eléct.	em funcionamento
3	Vila Velha de Rodão	170	suinicultura	Queima/Prod.Ener.	em funcionamento
4	Alpiarça	2x(200)	suinicultura	Prod.Ener.Eléct.	em funcionamento
5	Caramulo	2x(600)	avicultura	Prod.Ener.Eléct.	em funcionamento
6	Santarém	90	suinicultura	Queima Directa	em funcionamento
7	Góis	2x(170)	suinicultura	Queima/Prod.Ener.	em funcionamento
8	Caramulo	180	suinicultura	Queima Directa	em funcionamento
9	Palmela	135	suinicultura	Queima/Prod.Ener.	em funcionamento
10	Batalha	2x(340)	suinicultura	Queima/Prod.Ener.	em funcionamento
11	Cadaval	170	suinicultura	Queima Directa	em funcionamento
12	Leiria	2x(270)	suinicultura	Prod.Ener.Eléct.	em funcionamento
13	Figueira da Foz	200	suinicultura	Queima Directa	em funcionamento
14	S.Pedro do Sul	80	suinicultura	Queima Directa	em funcionamento
15	Golegã	210	suinicultura	Prod.Ener.Eléct.	em funcionamento
16	Santarém	200	suinicultura	Queima Directa	em funcionamento
17	Rio Maior	1200	colectiva	Prod.Ener.Eléct.	em funcionamento
18	Fundão	105	suinicultura	Queima Directa	em funcionamento
19	Fundão	300	suinicultura	Queima/Prod.Ener.	em funcionamento
20	Montemor-o-Novo	435	suinicultura	Queima Directa	em funcionamento
21	Mafra	300	suinicultura	Queima Directa	em funcionamento
22	Alenquer	180	suinicultura	Queima Directa	em construção
23	Mafra	500	suinicultura	Queima/Prod.Ener.	em construção
24	Arruda dos Vinhos	200	suinicultura	Queima Directa	em construção
25	Coruche	340	suinicultura	Queima/Prod.Ener.	em construção

As instalações existentes aproveitam o biogás para queima directa em aquecedores apropriados e/ou para a produção de energia eléctrica.

Os digestores funcionam em regime semi-contínuo e na zona de temperatura mesofílica. Alguns funcionam durante parte do ano em regime psicrófilico sem que isso tenha até ao momento afectado significativamente as produções de biogás e/ou as remoções de carga orgânica.

O tempo de retenção hidráulico (TRH) médio observado situa-se entre 8-15 dias e as produtividades de biogás variam entre 0,6-1,0 m³/m³.dia, valores que são geralmente considerados em projecto.

Através de análises físico-químicas e bacteriológicas feitas regularmente a mais de duas dezenas de digestores pode-se verificar, de uma maneira geral, o seguinte:

- as cargas orgânicas aplicadas variam entre 2,0-3,5 KgCQO/m³.dia e 1,8-2,5 KgSV/m³.dia, o que vai de encontro aos valores considerados em projecto e referenciados na bibliografia da especialidade;
- os valores médios de remoção de matéria orgânica observados estão dentro dos valores esperados e variam entre 70 e 90 % em termos de CBO₅ e entre 50 e 80 % em termos de CQO;
- remoção de sólidos entre 40 e 60% em SV e entre 30 e 50 % em ST;
- remoção de coliformes fecais bastante variável podendo situar-se entre os 70 e 95%;
- o pH do efluente à saída do digestor é sensivelmente igual em todos os reactores instalados, com uma pequeníssima variação entre 6,9-7,0.

Um Caso Concreto

Uma das aplicações mais vantajosas deste tipo de digestores é em soluções colectivas de tratamento, destinadas ao tratamento de resíduos de um só tipo ou de vários tipos.

Exemplo desta situação é o digestor instalado na unidade de tratamento colectivo de efluentes de suinicultura em Alcobertas (Rio Maior) - primeira unidade do género implantada a nível nacional. O digestor instalado funciona em “fluxo-pistão” com alimentação semi-contínua, é aquecido e o biogás produzido destina-se à produção de energia eléctrica para venda à rede pública. Sendo um projecto fundamentalmente de natureza energética permitiu a viabilização de suiniculturas familiares e complementares inseridas numa zona muito específica do Parque Natural das Serras de Aire e Candeeiros - as Salinas de Rio Maior/Alcobertas. Apesar de não se encontrar em plena carga, esta solução, para além de resolver os problemas ambientais decorrentes da actividade suinícola, gera um fluxo de receitas que permite assegurar o seu funcionamento de uma forma sustentada e autónoma. Pretende-se, assim, uma perfeita integração do combate à poluição com o aproveitamento energético, ou seja, uma interacção ambiente-energia onde o tratamento dos efluentes não tem gastos energéticos adicionais, mas representa uma importante fonte de valorização dos recursos (desperdícios), com produção de energia eléctrica, energia térmica e ainda fertilizante orgânico.

Perspectivas Futuras

A situação a médio prazo prevê um aumento significativo do volume médio de digestão por unidade implantada/projectada - de 350 m³ para 1000 m³, o demonstra o interesse por esta tecnologia, nomeadamente na implementação de soluções colectivas de tratamento de efluentes.

Dos digestores em fase de projecto (Outubro de 1995), merecem referência os incluídos nas ETAR's colectivas dos concelhos de Monchique, Ansião e Ferreira do Zêzere, que constituem sistemas integrados de despoluição com o objectivo da resolução dos problemas de poluição hídrica originados pelas actividades agro-pecuárias.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

O reactor “fluxo-pistão” representa o resultado do desenvolvimento tecnológico nacional, contribuído para a diminuição de importação de tecnologia e para a credibilização dos tratamentos anaeróbios, possuindo condições, a médio prazo, de exportação. O balanço mostra que o grande interesse desta tecnologia deve-se à simplicidade de construção/exploração, à flexibilidade e segurança de funcionamento evidenciada, à elevada capacidade de tratamento e à valorização energética que proporciona.

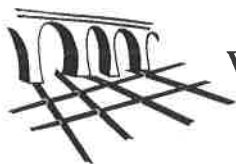
Existe em Portugal um grande potencial para aplicação destes digestores de funcionamento em “fluxo-pistão”, nomeadamente para tratamento de efluentes com elevada carga orgânica. Em alguns sectores, como o agro-pecuário, a tecnologia encontra-se solidamente implantada, com excelentes resultados demonstrados e com boas perspectivas de mercado. Noutros sectores, como as indústrias agro-alimentares ou o tratamento de lamas urbanas, existem, actualmente, boas perspectivas para execução de digestores, resultado do crescente interesse demonstrado pela tecnologia.

Tendo em atenção a experiência nacional, os custos-benefícios da tecnologia, e considerando que o tratamento de efluentes, na maior parte dos casos, requer um investimento bem ponderado, com boas garantias de manutenção/exploração e com o mínimo de despesas adicionais, estes digestores representam uma das soluções mais interessantes no tratamento anaeróbio de efluentes de elevadas cargas orgânicas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Andrade, J.F. (1994). “Tratamento de efluentes industriais por digestão anaeróbia - uma realização concreta”, *Tecnologias do Ambiente*, 6, 35-39.

- Berardino, S. (1994). "Digestão Anaeróbia em Portugal-Situação Actual e Perspectivas Futuras", APMETA-Seminário O Biogás no Tratamento de Efluentes Orgânicos, 13 de Maio-INETI, Lisboa.
- Fiestas Ros Ursinos, A.J. (1993). "Aplication de processos anaerobicos en la depuration de efluentes de industrias agroalimentarias y obtencion simultanea de energia", APMETA-Seminário Tratamento de Efluentes na Indústria Agro-Alimentar, 5 de Novembro-Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa.
- Kalia, A.K. (1988). "Development and Evaluation of a Fixed Dome Plug Flow Anaerobic Digester", *Biomass*, 16, 225-235.
- Lagrange, B. (1979). *Biométhane 2 : Principes, Techniques, Utilisations*; Édisud/Énergies Alternatives.
- LNETI (1991). Levantamento e investigação experimental dos digestores anaeróbios existentes no País - 2ªfase. Instituto das Novas Tecnologias Renováveis, Departamento de Energias Renováveis, 85 p.
- Santos, J.O. (1994). "Custos e soluções da aplicação da tecnologia fluxo-pistão a efluentes de elevada carga orgânica", APMETA-Seminário O Biogás no Tratamento de Efluentes Orgânicos, 13 de Maio-INETI, Lisboa.



VII ENaSB - Encontro Nacional de Saneamento Básico
Coimbra - 14 a 16 de Fevereiro de 1996

SISTEMA DE ESGOTOS DE ALCANENA

J.N.Valente Gonçalves* , A. Gama** , J.F. Delgado*, Ana Cristina Gomes*** ,
P. Celestino da Costa*

*DRENA - Estudos e Projectos de Saneamento, Lda - Av. da Liberdade, 177-2º - 1200 LISBOA
- PORTUGAL*

RESUMO

- Antecedentes
- Descrição do sistema
- Os esgotos industriais
- O regime do rio Alviela
- A ETAR de Alcanena - Concepção inicial e faseamento
- Tanques de regularização e equalização - 1º melhoramento
- Tratamento terciário - 2º melhoramento
- Resultados esperados

Algumas considerações sobre o futuro do sistema

INTRODUÇÃO

Já muito se tem dito e escrito sobre o Sistema de Águas Residuais de Alcanena. Salvo

* Engenheiros Cívicos, DRENA

** Engenheiro Electrotécnico, DRENA

*** Engenheira Química, DRENA

excepção que confirma a regra, em todos os colóquios, seminários e encontros cujo tema tenha sido o tratamento de esgotos, se falou de Alcanena.

O que é natural. A estação de tratamento de Alcanena é, ou foi até há muito pouco tempo, a maior estação com tratamento secundário do País. São só 10.000 habitantes ligados ao sistema, mas tratam-se os efluentes de mais de 350.000 habitantes-equivalentes.

Se à dimensão se acrescentarem as dificuldades de tratamento de um efluente muito carregado em termos de BOD e de sólidos e ainda a presença de poluentes específicos do tipo industrial, como o crómio, percebe-se porque é que tanta gente se tem dedicado a estudar e a escrever sobre o assunto. É um desafio que motiva qualquer técnico com um mínimo de interesse científico.

Desde a sua origem que temos estado ligados ao Sistema de Águas Residuais de Alcanena. As soluções dos problemas que o sistema põe têm necessariamente evoluído desde que o projecto se iniciou. Mas essa evolução tem sido sempre no sentido de, cada vez mais, reforçar a capacidade de tratamento instalada..

Até agora tem-se pensado praticamente só em técnica de saneamento: alguém produz um esgoto, a estação recebe-lo e trata-o. Para além de se ter resolvido o problema em relação ao crómio de forma diversa, nunca se envidaram esforços no sentido de, na produção do esgoto, procurar soluções industriais que efectivamente permitissem reduzir a carga do efluente sobre a estação. A solução tem sido sempre construir mais. E cada vez mais caro.

É talvez a altura de parar e reflectir sobre o que existe hoje em Alcanena e principalmente sobre o que eventualmente precisará de ser feito no futuro.

Esta comunicação, além de dar notícia daquilo que está feito em Alcanena, quase tudo com base em Projectos de Execução de que fomos autores, pretende ainda ser uma contribuição para essa reflexão.

Mas vamos ver o que temos hoje em Alcanena

ANTECEDENTES

Quando, na década de setenta, fomos incumbidos de estudar a solução a dar ao problema dos esgotos das regiões de Alcanena, Minde e Mira d'Aire, dispúnhamos já de um estudo preliminar, desenvolvido pelos técnicos da Direcção dos Serviços de Salubridade da Direcção-Geral de Urbanização, entidade a quem então cabia conduzir a política de saneamento no país.

Ainda que já na altura os problemas de poluição postos pelas indústrias de curtumes da

Alcanena se fizessem sentir fortemente, foi o problema das possíveis inquinações das nascentes do Alviela pelos esgotos que, produzidos na bacia do poldje de Minde-Mira d'Aire eram (e são ainda hoje) vertidos para os algares sem qualquer tratamento, mais preocupava os técnicos que, então, estudaram o assunto. Os problemas do crómio não eram então praticamente referidos.

Nesse estudo apontava-se como solução possível, sujeita a reapreciação posterior, a condução dos efluentes brutos produzidos em Minde e Mira d'Aire para o exterior da bacia de Minde. O tratamento far-se-ia no exterior da bacia, em conjunto com os efluentes de curtumes da região de Alcanena.

Para retirar os esgotos da bacia de Minde aventava-se a hipótese da construção de um túnel sob a serra. Era o princípio do espírito da grande obra pública.

Feito o trabalho de campo necessário à execução dos estudos que nos foram cometidos, verificámos a existência de cerca de 150 unidades dedicadas à indústria dos curtumes na região de Alcanena. Em Minde-Mira d'Aire, algumas dezenas de unidades dedicavam-se à indústria dos têxteis.

Para encurtar razões e nos podermos dedicar só a Alcanena, abandonando os problemas de Minde-Mira d'Aire e não voltando a falar neles, diremos que o estudo que desenvolvemos, ao nível de Estudo Prévio, e onde foram equacionadas várias soluções, apontou como mais conveniente a solução de separação dos efluentes das duas bacias, que deveriam assim ter tratamentos separados. Esta foi a solução aprovada oficialmente e foi a que deu origem ao sistema existente em Alcanena.

Em termos de dimensionamento o facto de, então, se ter verificado que o caudal médio diário era de cerca de 500 m³, que poderia ascender a 800 m³ se todo o parque instalado laborasse à sua máxima capacidade, e de as pontas horárias serem de 300 m³, foi uma das primeiras dificuldades com que nos deparámos.

DESCRIÇÃO DO SISTEMA

Actualmente o Sistema de Esgotos de Alcanena é constituído pelas seguintes instalações:

- Rede de colectores-emissários com aproximadamente 30 km desenvolvendo-se em 3 bacias, servindo um a povoação de Monsanto, outro as povoações de Moitas-Vendas e Gouxaria e o terceiro as povoações de Vila Moreira e Alcanena.
- Três Estações de Tratamento Primário, uma servindo Monsanto e perto desta

povoação, outra junto a Moitas-Venda a terceira associada à ETAR e servindo Vila Moreira e Alcanena.

- Uma Estação de Tratamento de Águas Residuais com tratamento secundário e unidade mecânica de espessamento de lamas, que lança os afluentes tratados na Ribeira do Carvalho, afluente do Rio Alviela.
- Um aterro sanitário.

Servem ainda o Sistema as estações de gradagem instaladas nos ramais de ligação das várias unidades industriais, cuja função é não só retirar carga poluente ao efluente mas também, ao retirar os desperdícios gradáveis, proteger a rede de colectores-emissários contra assoreamentos.

OS ESGOTOS INDUSTRIAIS

Importa agora referir especialmente as características qualitativas dos efluentes que ocorrem ao tratamento.

Aquando da realização dos estudos, nos anos setenta, deparámos com dificuldades inesperadas; numa tentativa de melhor definir os efluentes a tratar, quando tentámos determinar as quantidades de peles produzidas anualmente, as suas características e quais os produtos químicos utilizados. A informação recolhida foi escassa, já que essas informações eram, para alguns industriais, o segredo do negócio.

Em resumo, conseguiu-se então caracterizar o melhor o possível os efluentes a tratar, que apresentavam as seguintes características:

	Média	Varição
Sólidos totais (mg/l)	17.000	12.250 a 21.750
Sólidos suspensos totais (mg/l)	2.950	1.600 a 4.300
Sólidos dissolvidos totais (mg/l)	14.000	10.600 a 17.500
Sólidos sedimentáveis (mg/l)	350	140 a 560
pH	10,5	10 a 11
Alcalinidade	2.000	1.500 a 2.600
Cloretos (mg/l)	3.750	3.200 a 4.300
Sulfuretos (mg/l)	260	180 a 340
Crómio (mg/l)	75	68 a 83
Gordura (mg/l)	185	165 a 205

Oxidabilidade (mg O ₂ /l)	2.700	1.280 a 4.150
CBO ₅ (mg O ₂ /l)	2.720	1.580 a 3.865

Com os elementos então disponíveis foi desenvolvido o projecto de execução. Adoptou-se o processo de tratamento por lamas activadas antecedido por precipitação química e decantação. Façamos uma descrição breve do que então foi construído, de como arrancou a instalação, do que foi entretanto acrescentado e do que está previsto vir a acrescentar.

O REGIME DO RIO ALVIELA

O Sistema de Alcanena está localizado na Bacia Hidrográfica do Rio Alviela que tem uma superfície de 327 KM². O Rio Alviela estende-se por 37 km, tem origem no Maciço Calcário Estremenho, formação cársica com aquíferos extremamente sensíveis à contaminação, e que estudámos com algum pormenor quando elaborámos o Estudo Prévio.

O caudal modular do Rio Alviela é de 3 m³/s com valores máximos no Inverno de 12 e, mínimos no Verão, de 0,5 m³/s.

A EPAL capta nas suas nascentes,, desde há dois séculos e para abastecimento de água às suas áreas concessionadas, até 70.000 m³/dia, quantidade que, em condições extremas, representa a quase totalidade do caudal dessa nascente, nos Olhos de Água.

A região de curtumes de Alcanena encontra-se na bacia hidrográfica da Ribeira de Carvalho, afluente da margem esquerda do Ria Alviela, ribeira essa cujo caudal nominal é muito reduzido, podendo considerar-se nulo na estiagem.

A ETAR DE ALCANENA - CONCEPÇÃO INICIAL E FASEAMENTO

A Estação de Tratamento de Águas Residuais de Alcanena começou a ser construída em meados dos anos setenta e mais de dez anos depois, mais precisamente em Fevereiro de 1988, começou a laborar.

O projecto da Etar de Alcanena foi concebido com duas linhas de tratamento separadas a partir do tratamento primário, e numa primeira fase só se construiria uma dessas linhas, o que veio a acontecer. A primeira linha a ser construída deveria ter capacidade para receber os efluentes dos 10 a 15 anos subsequentes à elaboração do projecto. Pretendia-se assim recolher informação adicional sobre as características quantitativas e qualitativas do efluente que permitissem, ao ser necessário avançar para construção da segunda fase, que tal fosse feito com base em dados de exploração.

Face ao tempo que levou a construir, a instalação começou a laborar já praticamente no fim do prazo previsto para a primeira fase.

O Sistema era constituído por três estações de Pre-tratamento, localizadas em Monsanto, Gouxaria e Alcanena. Esta concepção teve por objectivo proteger os colectores-emissários, que em alguns locais têm declives relativamente reduzidos, contra assoreamentos provocados pelas grandes quantidades de matéria sedimentável presente no esgoto.

Estes pre-tratamento dispunham fundamentalmente de gradagem e decantação primária, a que se associavam nos dois primeiros casos (Monsanto e Gouxaria), de leitos de secagem para as lamas primárias nelas produzidas.

Reunido em Alcanena, o efluente era sujeito a um processo de tratamento biológico por lamas activadas, clarificado em decantadores secundários e lançado na Ribeira de Carvalho.

Para esta fase de tratamento (biológico) estavam previstas duas linhas de tratamento separadas, tendo sido somente construída uma linha, correspondente à primeira fase do projecto.

Para as lamas projectou-se e construiu-se um conjunto de leitos de secagem que deveriam ser utilizados provisoriamente numa primeira fase de exploração, até ser conhecida concretamente a qualidade das lamas. Esta opção de projecto foi tomada face à impossibilidade de conhecer previamente as características dessas lamas; ficou assim prevista a instalação posterior de equipamentos para tratamento das lamas escolhidos com base na experiência da exploração, o que veio a acontecer.

Posteriormente, e com base em estudos que desenvolvemos, foram mobilizadas as vontades dos industriais no sentido de reduzir as cargas de crómio sobre o tratamento reduzindo-o na origem. Tal foi conseguido através de uma unidade de processamento industrial dos resíduos de crómio, a ALVICRO, que fazia a sua recuperação para reutilização. O seu funcionamento é fundamental para garantir, na estação, o cumprimento dos limites de descarga deste poluente.

O sistema arrancou sob responsabilidade da então Direcção Geral dos Recursos Naturais, do Ministério do Ambiente e Recursos Naturais. Esta Direcção Geral optou, logo que as obras da 1ª fase foram concluídas, por adjudicar a exploração do sistema a uma entidade privada. Preparámos o Processo de Concurso respectivo e fez-se essa adjudicação, pioneira na privatização da exploração de sistemas de saneamento, portanto antes da legislação que regulamenta o sector.

TANQUES DE REGULARIZAÇÃO E EQUALIZAÇÃO - 1º MELHORAMENTO

Com o objectivo de equalizar quantitativa e qualitativamente o funcionamento da estação, projectámos e foram construídos, numa 2ª fase com início em 1991, tanques de equalização e homogeneização e foi duplicada a decantação secundária. Complementou-se ainda a rede de colectores-emissários aproximadamente mais 6 km de tubagens.

Estes órgãos entraram em funcionamento em Outubro de 1994

TRATAMENTO TERCIÁRIO

Para melhorar a qualidade dos efluentes foi também projectado um tanque para tratamento terciário (remoção de azoto) e equipamento para precipitação química (redução do fósforo). Estes equipamentos foram concursados no verão deste ano.

Foi também lançado um concurso de concepção-construção de um novo sistema de desidratação mecânica de lamas e do tratamento dos cheiros da estação, já que o sistema de tratamento mecânico das lamas entretanto implementado era deficiente e de baixo rendimento.

Para complementar a fase de condicionamento das lamas, foi também concursada a ampliação do aterro sanitário, ampliação essa prevista no projecto que elaborámos e cuja primeira fase está já em utilização.

RESULTADOS ESPERADOS

As características tecnológicas e de laboração da indústria de curtumes e a forma como esta actividade se processa em Alcanena leva a uma grande variação nos caudais na entrada da estação e, subseqüentemente, nas dos poluentes que afluem à estação.

No arranque das instalações, em 1988/89, recebia-se e tratava-se um caudal médio diário da ordem dos 7.200 m³ /dia, e um caudal médio horário de 307 m³; os caudais de ponta atingiam 921 m³; é assim evidente a necessidade de tanques de equalização e homogeneização de capacidade adequada.

Os rendimentos de depuração eram nesse período de 75% para os SST, 89% para CBO₅, 99% para sulfuretos e 84% para crómio.

As concentrações referentes a um dia útil em sólidos suspensos, CBO₅, sulfuretos e crómio nas águas residuais afluentes à ETAR eram respectivamente de 2050 mg/l, 2566 mg/l, 208,3 mg/l e 199,5 mg/l.

Estes dados são referentes a uma fase em que ainda estavam em curso as operações de

instalação e afinação da maioria das unidades de pré-tratamento individual e, nem todas as unidades industriais estavam ligadas ao sistema.

Em 1993 a situação apresentava melhoria devido a um melhor controlo das várias componentes do sistema..

A entidade adjudicatária da exploração faz operações de controle que incluem análises diárias de amostras compostas de 24h. Verifica-se actualmente que a remoção dos SST é em média de 92,1%, do CBO5 de 91,5%, dos sulfuretos de 99,3% e do crómio de 87,4%.

Verifica-se, pelos resultados do controle à entrada da estação, que as concentrações médias à entrada da ETAR foram de 52,1 mg/l de Cr total e 51,7 mg/l de S

Ainda com dados de 1993 verifica-se que a concentração média no efluente da ETAR foi de 110,5 mg/l para SST, 135,2 mg/l para o CBO, inferior a 0,7 mg/l de S para os e 6,6 mg/l de Cr.

Em 1994 continuou a processo de melhoria de funcionamento do sistema tendo-se registado uma maior taxa de remoção do crómio (92,1 %). Os valores médios mensais de concentração à saída da ETAR desceram para 104,5 mg/l para SST, para 118,6 mg O2/l para CBO e para 3,0 mg/l de crómio.

Espera-se que, com a entrada em funcionamento pleno dos órgãos já construídos, estes indicadores experimentem melhorias significativas.

Para avaliar as repercussões do funcionamento do sistema sobre o Rio Alviela, foi implementado um programa de monitorização pelos serviços oficiais. Este programa baseia-se na colheita mensal de amostras no rio.

Existem 9 estações de recolha, e os resultados entretanto obtidos evidenciam uma recuperação significativa da qualidade das águas traduzida por um aumento de oxigénio dissolvido e redução da matéria orgânica e de sulfuretos.

CONCLUSÃO

Sem dúvida que o funcionamento do Sistema de Esgotos de Alcanena tem sido determinante para a melhoria da qualidade do Rio Alviela, tendo-se ultrapassado as fases graves verificadas nas povoações que o marginam, nomeadamente Pernes, situação que chegou a dar origem, no passado, a boicotes a actos eleitorais.

A qualidade de vida na região de Alcanena também foi amplamente melhorada.

Só que os investimentos até agora efectuados ou em curso são muito grandes.

A preços de 1994, as obras realizadas na 1ª fase de construção do sistema importaram em cerca de 1 700 000 mil contos.

A 1ª fase do aterro sanitário foi orçamentada em 380 000 contos, e as obras da 2ª fase prevê-se que venham a custar 700 000 contos.

Ao todo, terão sido já investidos no sistema de Alcanena, a preços de 1994, cerca de 2 800 000 contos.

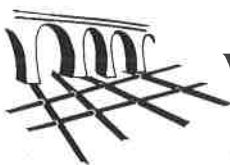
Simultaneamente, os encargos anuais com a exploração são bastantes elevados. Os valores de 1993 excederam os 300 000 contos. Com a entrada em funcionamento das obras de 2ª e 3ª fases, este valor irá certamente ser aumentado.

Porque estamos perante uma situação que é naturalmente evolutiva pode-se esperar que a necessidade de continuar a fazer melhoramentos se verifique.

E é perante esta possibilidade que, retornando à introdução, pensamos que seria altura de repensar o Sistema e, estando sempre cientes de que a poluição gerada pelas indústrias de transformação de pele caracteriza-se pela rejeição de grandes caudais de águas residuais contendo grandes quantidades de sólidos suspensos, matérias oxidáveis e substâncias tóxicas como sulfuretos e crómio, tentar encontrar, em conjunto com os industriais, formas de redução da produção de cargas poluentes com novas tecnologias ou renovação de instalações mais antigas.

Talvez fosse mais efectivo subsidiar essas remodelações com as verbas que, de outra forma, seriam investidas em mais equipamentos de tratamento e maiores gastos de exploração.

Para melhorar as condições do Rio Alviela, talvez seja também de encarar a reposição tanto quanto possível dos caudais naturais, ou seja, a EPAL, já que dispõe hoje de outras fontes muito mais importantes e que são suficientes para as suas necessidades, deixar seguir para o rio os caudais de estiagem.



NECESSIDADE E VIABILIDADE DA UTILIZAÇÃO DE ÁGUAS RESIDUAIS PARA IRRIGAÇÃO AGRÍCOLA EM PORTUGAL

Maria Helena F. Marecos do Monte¹

Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Av. do Brasil, 1799 Lisboa Codex, Portugal

RESUMO

A agricultura portuguesa ainda se caracteriza por um baixo nível de desenvolvimento, situação da qual decorrem importantes consequências sócio-económicas, nomeadamente um pesado défice da Balança Alimentar e a desertificação humana do interior. Diversos factores contribuem para esta situação, relacionados, principalmente, com as características estruturais da agricultura portuguesa e com os recursos naturais, designadamente a água, que é escassa, principalmente na região do Alentejo.

Independentemente das tendências da conjuntura internacional, Portugal precisa de aumentar a sua produção de bens alimentares, de modo a reduzir a sua pesada dependência da importação destes produtos. Além da crescente necessidade de água para o regadio agrícola, aumenta em Portugal, de forma significativa, a necessidade de água para a irrigação paisagística e de campos desportivos, nomeadamente de golfe, por imperativo do desenvolvimento da indústria turística e das exigências de melhoria da qualidade de vida dos cidadãos.

A utilização de águas residuais tratadas para irrigação proporciona significativos benefícios de ordem ambiental e económica. Estima-se que 50% das águas residuais tratadas a produzir pelas ETAR municipais portuguesas no ano 2000 seria suficiente para cobrir pelo menos 10% das necessidades de água para a agricultura, e isto sem recorrer ao armazenamento sazonal. Contudo, a reutilização da água para irrigação não é economicamente viável em todas as circunstâncias, dependendo de diversos factores, nomeadamente do custo de transporte do efluente para as explorações agrícolas, da possível necessidade de tratamento complementar e/ou de armazenamento sazonal, etc. Obviamente que o efeito de escala associado ao volume de águas residuais tratadas disponíveis reflecte-se, fortemente, na viabilidade económica de um projecto de reutilização.

Palavras chave: *agricultura, águas residuais, irrigação, reutilização, viabilidade económica.*

¹Eng. Quím.(IST) e San.(UNL), MSc. (Eng)(Leeds Univ.), Doutora em Eng. Civil (UTL), Inv. Aux. do LNEC, Presidente da EWPCA, Membro do the STC da IAWQ

NECESSIDADES DE ÁGUA PARA A AGRICULTURA

De um modo geral, os sectores utilizadores da água compreendem, por ordem decrescente de volume consumido, a agricultura, a indústria, a produção de energia, o abastecimento público, a pesca, a aquacultura, as actividades de lazer aquático e o transporte e diluição de águas residuais. A utilização da água não significa necessariamente o consumo deste recurso, havendo casos, nomeadamente a pesca, o recreio ou o transporte e diluição de águas residuais, em que não há consumo, pois a água utilizada é devolvida aos meios hídricos, embora, em muitos casos, com a respectiva qualidade degradada. O consumo da água também não corresponde exactamente às necessidades, pois pode estar limitado por indisponibilidade do recurso.

Na Fig. 1 mostra-se a distribuição percentual de necessidades e de consumos efectivos da água por sectores a nível nacional. O maior consumidor de água é indubitavelmente a agricultura, responsável por cerca de 89% do total actualmente utilizado, seguida da indústria, que utiliza 6%, enquanto o abastecimento público e a produção de energia consomem apenas 5% da água utilizada [DGRN, 1992].

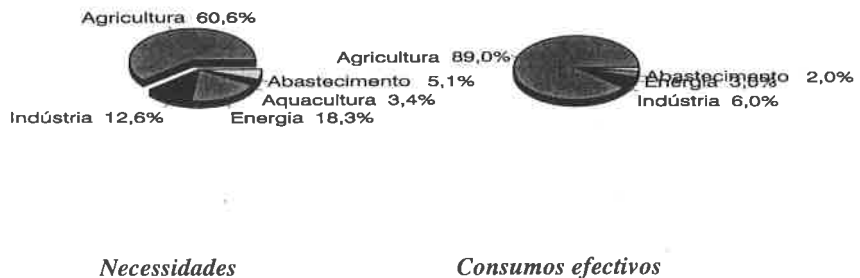


Fig. 1 - Necessidades e consumos efectivos de água por sectores

À primeira vista, as disponibilidades globais nacionais são suficientes, perspectivando uma situação relativamente folgada em termos da satisfação das necessidades de água. A situação não é, porém, tão favorável como aparenta, devido às assimetrias da distribuição espacial, e à concentração das necessidades no semestre seco. As zonas localizadas nas regiões hidrográficas dos rios Sado e Guadiana e na margem esquerda do Tejo poderão sofrer

de escassez hídrica no final do milénio, especialmente nas bacias do Sado e do Guadiana. Em anos muito secos o problema afligirá também a zona oeste da Estremadura, do rio Mira e do Algarve.

As necessidades de água para a agricultura englobam as necessidades para irrigação e para a pecuária. As primeiras são estimadas com base na área irrigável e na dotação de rega, afectadas de um coeficiente de consumo efectivo, o qual traduz as necessidades de água não consumidas efectivamente pelas culturas². Em média, a água utilizada na produção animal constitui 0,6% das necessidades de água para a agricultura.

O cálculo das necessidades de água para a agricultura subjacente aos dados disponíveis baseou-se na informação relativa à área regada e à dotação média de rega. Os dados disponíveis quanto à área irrigada divergem consoante as fontes, variando entre os 600 000 ha indicados pela DGRN [1992] e os 785 000 ha estimados por A. G. Henriques [1985], com base em dados fornecidos pelo INE e pela DGHEA. Em qualquer caso, a área irrigável no território do Continente, entendida como a área das explorações agrícolas em que existe capacidade de irrigação, é avaliada em 22% da superfície agrícola utilizada (SAU), a qual se cifra em cerca de 48% da superfície de Portugal continental, ou seja, a área irrigável do Continente será da ordem dos 900 000 ha³.

A distribuição espacial da fracção irrigável da SAU do Continente concentra-se nas regiões entre os rios Minho e Vouga, com especial incidência na região do Douro (Douro 1) e a parte superior da bacia do Mondego, notando-se que a Beira Litoral e algumas zonas da margem esquerda do Tejo ainda apresentam, em média, cerca de 50% de área irrigável, constatando-se que uma extensa área do país, situada a leste e ao sul do Tejo, dispõe, actualmente, de reduzida capacidade de irrigação. Observa-se que a distribuição espacial da SAU irrigável reflecte, de forma muito paralela, a distribuição espacial do balanço hídrico.

As previsões existentes acerca da evolução da área irrigável [Henriques, 1985] consideram que, no ano 2000 Portugal deverá irrigar uma área de cerca de um milhão de

² As regiões de maior desenvolvimento tecnológico de regadio, como o Algarve, apresentam consumos efectivos mais próximos das necessidades de água para rega, em consequência de menores perdas de água não consumida pelas plantas.

³ Excluindo a área dos estuários do Tejo e Sado, bem como das Rias de Aveiro e Formosa.

hectares, a qual rondará os 1500×10^3 ha em 2020, destacando-se a duplicação da área regada nas regiões do Mira,

Guadiana e Algarve no ano 2000 e a sua triplicação em 2020. Existem pois cerca de 300 000 ha de SAU irrigável que ainda não são irrigados. O PDR prevê o desenvolvimento de redes de rega nos dos seguintes regadios já em construção: Marateca, Baixo Mondego, Barlavento Algarvio, Sotavento Algarvio, Cova da Beira, Macedo de Cavaleiros e Minutos.

A análise da distribuição das necessidades e dos consumos efectivos de água por sectores, a médio prazo, indica um decréscimo do peso da agricultura, que se deverá por um lado à melhoria das técnicas de rega, tendente a proporcionar uma maior eficiência de utilização do recurso e, por outro, ao desenvolvimento da indústria e das suas decorrentes necessidades de água.

Da breve caracterização do balanço entre as necessidades e as disponibilidades de água no país e da análise da distribuição espacial e evolução temporal das necessidades de água no sector agrícola, destacam-se as seguintes conclusões (Marecos do Monte, 1994):

- A nível global do país as disponibilidades hídricas garantidas excedem as necessidades de água, verificando-se, contudo, que no semestre seco, as necessidades se aproximam muito das disponibilidades garantidas, regiões havendo que se prevê virem a sofrer de *stress* hídrico já no final da década de 90.
- A agricultura constitui o sector económico que maiores necessidades e consumos apresenta, a larga distância dos outros sectores.
- Reconhecem os especialistas de gestão de recursos hídricos que o aproveitamento dos recursos hídricos potenciais existentes em Portugal - que é indispensável para satisfação das necessidades actuais e futuras - obriga a pesados investimentos em infra-estruturas hidráulicas.

DISPONIBILIDADES DE ÁGUAS RESIDUAIS URBANAS TRATADAS

Sendo geralmente reconhecido que o aumento da área regada é uma componente fulcral das medidas necessárias para aumentar a produção agrícola nacional, diminuindo assim o pesado déficite da Balança Alimentar, e que em algumas regiões os recursos hídricos disponíveis serão insuficientes para as necessidades agrícolas a um prazo relativamente

curto, que a disponibilização dos recursos potenciais existentes implica a construção de onerosos aproveitamentos e, ainda que os aproveitamentos hidroagrícolas não podem deixar de se enquadrar num plano geral de gestão dos recursos hídricos, surpreende que a reutilização da água não seja mencionada nos escritos dos especialistas nacionais em gestão de recursos hídricos, salvo uma breve referência de A. G. Henriques [1985].

A não inclusão das águas residuais no cômputo dos recursos hídricos potencialmente utilizáveis para a agricultura poderá explicar-se por duas ordens de razões: em primeiro lugar, o baixo nível de atendimento relativamente ao tratamento de águas residuais, que determina, na actualidade, uma reduzida disponibilidade de efluentes tratados (situação com tendência a modificar-se, a curto prazo); em segundo lugar, a estanqueidade e falta de comunicação entre técnicos de áreas diversas, como a agricultura, o saneamento básico e os recursos hídricos.

No entanto, a reutilização da água, nomeadamente através da utilização de águas residuais (tratadas) para irrigação constitui uma forma de transformação de um recurso hídrico potencial em disponível, cuja importância não é, de forma alguma, desprezável, conforme se apresenta nos pontos seguintes.

Efectivamente, os últimos dados conhecidos que caracterizam o nível de atendimento da população portuguesa com sistemas de saneamento básico, e que se reportam a 1990 [Silva, 1992], indicam que 77% da população do Continente dispunha de abastecimento domiciliário de água potável (nível de serviço IV), enquanto só 58,8 % da população usufruia de drenagem de águas residuais e 36,1% já dispõe de estação de tratamento.

No Quadro 1 apresenta-se a previsão estimada do volume médio anual de águas residuais descarregadas nas redes de drenagem do Continente, determinada com base na evolução dos valores da população residente no Continente e da capitação média nacional (consumo doméstico, público e empresarial) e numa afluência média à rede de drenagem de 80% da água consumida e considerando ainda os níveis de atendimento previsíveis até ao ano 2000 [Matos et al., 1993].

A evolução da disponibilidade de águas residuais tratadas será muito significativa em todo o país, estimando-se que mais do que duplique na década de 90, passando dos 111 milhões de m³ anuais previstos para 1990 para cerca de 580 milhões de m³ no ano 2000. Este

valor representa cerca de 10% das necessidades de água para rega no fim do século (5 932.4 mil m³).

Quadro 1 - Evolução do volume anual de águas residuais

Ano	População ^a (10 ³ hab)	Capitação ^b (l/hab/d)	Volume de águas residuais (10 ⁶ m ³ /ano)			
			Total	Colectado	Tratado	Não tratado
1977	8 911	140	181	122	4	118
1987	9 324	162	276	187	21	166
1990	9 866	185	533	295	111	422
2000	9 270	240	650	584	584	66

a - residente em Portugal continental

b - relativa ao consumo médio total de água

Verifica-se que a disponibilidade será maior na zona litoral, próximo dos grandes centros urbanos, a que corresponde uma maior densidade populacional. O distrito de Évora destaca-se por ser das zonas do interior e de economia primordialmente agrícola a que disporá deste recurso com uma densidade comparável à de muitos distritos do litoral. O Algarve, onde a demanda de água para irrigação de espaços verdes para fins de ornamentação paisagística e de campos desportivos, principalmente para a prática de golfe, é tão elevada, é uma das regiões com maior disponibilidade de efluentes tratados, que poderão ser aproveitados para colmatar, pelo menos em parte, essa forte demanda.

O aproveitamento dos efluentes das ETAR para irrigação não será igualmente fácil em todo o país, condicionado que está a factores de entre os quais se destacam o volume de efluente disponível, a disponibilidade de solos agrícolas relativamente próximos do local de produção do efluente e a orografia da zona, que poderá impôr a necessidade de elevar o efluente até ao perímetro de rega.

O aumento da área irrigável por utilização dos efluentes das ETAR poderá ser muito variável, consoante exista ou não armazenamento temporário do efluente durante todo ou parte do semestre húmido, para maior disponibilidade de água no semestre seco e também consoante a dotação de rega, que varia não só com a cultura, mas também com a região do país. Em face da multiplicidade de cenários que se podem colocar - não armazenamento ou armazenamento sazonal, desde algumas semanas até 5 ou 6 meses - difícil se torna prever a

área irrigável pelo aproveitamento das águas residuais, arriscando-se, talvez, a estimativa de que a mesma possa variar entre 35 000 ha e 100 000 ha, para uma dotação média de 6 500 m³/ha.

Em última análise, a disponibilidade deste recurso hídrico permitirá o aumento da produção agrícola, a possibilidade de fazer agricultura de regadio, mesmo durante o Verão, onde só o sequeiro é possível e uma poupança significativa de fertilizantes, contribuindo para fixar os agricultores, o que é de extrema importância em algumas zonas do país, principalmente no Alentejo e interior centro. Não menos importante que o contributo que a prática da utilização das águas residuais tratadas pode trazer para o desenvolvimento da agricultura portuguesa, será o contributo dessa mesma prática para a protecção do ambiente, na medida em que evitará a descarga nos meios hídricos utilizados como receptores de efluentes de ETAR de cargas poluentes e principalmente de nutrientes, cujos teores nas águas doces e marinhas a Comissão Europeia (CE) pretende limitar (Directiva nº 91/676/CEE) e que, por outro lado, são valiosos para a agricultura.

REUTILIZAÇÃO DE ÁGUAS RESIDUAIS PARA REGA - ASPECTOS ECONÓMICOS

O tratamento das águas residuais comunitárias constitui um imperativo derivado da protecção ambiental, o qual, hoje em dia, já se insere no planeamento das acções de administração corrente dos países desenvolvidos e continua a constituir uma meta almejada por países menos desenvolvidos e com menor recursos. A existência de um efluente tratado, em maior ou menor grau, é assim um dado adquirido, a partir do qual se pode equacionar a questão do seu aproveitamento, designadamente para rega. Em qualquer situação, a utilização das águas residuais (tratadas) implica custos, mais ou menos vultuosos, pelo que a viabilidade económica do aproveitamento deve ser estudada.

A metodologia de avaliação da viabilidade económica da utilização de água residuais é essencialmente a mesma seguida para avaliação da viabilidade de outros projectos de investimento público [Porter e Fisher, 1985]. Basicamente, o objectivo consiste na selecção da alternativa que maximiza o ganho líquido através de uma utilização de recursos optimizada. Este objectivo é alcançado pela comparação da relação custos/benefícios associada a cada alternativa em análise e pela identificação da alternativa de mais baixo custo. A avaliação

económica de projectos que incluem uma componente ambiental é sempre um tanto problemática, dada a dificuldade de quantificar os benefícios ambientais.

A avaliação dos custos económicos engloba os custos de investimento e os custos de exploração (operação e manutenção). Nos custos de investimento há a considerar: (a) os custos de construção civil (tratamento complementar e reservatório de armazenamento sazonal, quando necessários, rede de distribuição do efluente e órgãos hidráulicos anexos, como estações elevatórias, caixas de repartição, etc.); (b) os custos de aquisição/expropriação de terrenos (quando necessário). Nos custos de exploração contam-se os custos de mão-de-obra, de energia, de consumíveis diversos e de monitorização da qualidade da água utilizada na rega e os custos administrativos.

Entre os itens a considerar na determinação dos custos económicos de um projecto de utilização de águas residuais há a considerar os que serão eventualmente necessários e os que serão sempre requeridos para a implementação do projecto. Entre os primeiros citam-se: (a) a eventual necessidade de complementar o tratamento das águas residuais relativamente às características do efluente à saída da ETAR; (b) a possível conveniência de proceder ao armazenamento sazonal do efluente em reservatório; (c) estação(ções) elevatória(s) a incluir no sistema de distribuição do efluente às parcelas a irrigar, o que dependerá da topografia do terreno. O transporte do efluente às parcelas a irrigar é uma parcela cuja contabilização se colocará em todos os projectos, embora com peso maior ou menor, consoante a distância entre a ETAR e os campos a irrigar.

A quantificação económica dos benefícios associados à utilização de águas residuais para irrigação torna-se bastante mais simples quando a irrigação é a única finalidade do aproveitamento e, obviamente, bastante mais complexa quando se combinam vários objectivos, como, por exemplo, a recarga de aquíferos, a irrigação paisagística e o combate a incêndios. Em qualquer caso, os benefícios podem classificar-se como *primários* e *secundários*, também designados por *externalidades*. Os benefícios primários são aqueles que são consequência directa do projecto e aos quais é possível atribuir um valor monetário. No caso da utilização para irrigação, o valor dos benefícios primários pode ser estimado com base no valor de venda das culturas produzidas, acrescido da poupança de adubos comerciais, que se obtém quando o efluente contém azoto e fósforo, o que acontece com águas residuais

urbanas submetidas a tratamentos primário e secundário. Os benefícios secundários nem sempre são susceptíveis de quantificação, pelo que, por vezes, a decisão final não pode ser totalmente baseada em números, havendo que recorrer, em alguns casos, a juízos de valor sobre a descrição e discussão das externalidades. Exemplos de externalidades no caso da utilização de águas residuais em irrigação serão a melhoria da qualidade de vida dos agricultores devida ao aumento da produção agrícola, contribuindo para a sua fixação à terra e reduzindo o êxodo para os meios urbanos. De um modo geral, não é aconselhável enfatizar acentuadamente este tipo de benefícios indirectos.

A comparação dos custos e benefícios económicos segue a metodologia conhecida do desconto da anuidade de cada alternativa, determinada com base na vida útil do projecto e numa taxa de actualização, que deve ser a oficial.

Algumas parcelas dos custos, designadamente o transporte e a distribuição do efluente a longa distância, o seu armazenamento sazonal e até a eventual necessidade de proceder a tratamento adicional para satisfazer às finalidades do aproveitamento, podem ser extremamente pesadas, ao ponto de determinarem a inviabilidade económica da utilização das águas residuais. Obviamente que o peso das parcelas de custos será aliviado por um efeito de escala, conforme demonstrado por um estudo realizado pelo LNEC [do Carmo, 1994], cuja metodologia e conclusões se apresentam, de forma sucinta em [Marecos do Monte, 1995].

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Direcção Geral dos Recursos Naturais (1992), *Utilização da Água em Portugal*, Ministério do Ambiente e Recursos Naturais, Lisboa.
- do Carmo, F. A. (1994), *Reutilização de Efluentes de ETAR para Rega: Estudo de Tarificação*, Relatório 132/94-NHS, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Henriques, A. G. (1985), *Avaliação dos Recursos Hídricos de Portugal Continental. Contribuição para o Ordenamento do Território*, Caderno 9, Instituto de Estudos para o Desenvolvimento, Lisboa.

Marecos do Monte, M. H. (1994), *Contributo para a Utilização de Águas Residuais Tratadas para Irrigação em Portugal*, Tese de Doutoramento elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil e aprovada pela Universidade Técnica de Lisboa.

Marecos do Monte, M. H. (1995), “*Viabilidade Económica da Utilização de Águas Residuais Tratadas para Irrigação em Portugal*”, VII Encontro Nacional de Saneamento Básico, APESB, Coimbra.

Porter, R. B. e Fisher, F. (1985), “Sewage effluent reuse- economic aspects in project appraisal”, *Reuse of Sewage Effluent*, Proceedings of the international Symposium organised by the ICE, London.

Silva, J. D. (1992), *Níveis de Atendimento da População Portuguesa com Serviços de Água, Esgotos e Resíduos Sólidos em 1990*, Direcção Geral da Qualidade do Ambiente, Lisboa.



VIABILIDADE ECONÓMICA DA UTILIZAÇÃO DE ÁGUAS RESIDUAIS PARA IRRIGAÇÃO AGRÍCOLA EM PORTUGAL

Maria Helena F. Marecos do Monte¹

*Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Av. do Brasil, 1799 Lisboa Codex, Portugal*

RESUMO

Neste trabalho apresenta-se a avaliação da viabilidade económica da utilização de águas residuais para irrigação em diversos cenários, considerados como de maior probabilidade em Portugal e que correspondem a ETAR de tratamento secundário, de pequena e média dimensão (100, 500, 1 000, 2 500 e 7 000 m³/d.

A estimativa dos custos directos cobriu os seguintes cenários: (1) necessidade ou não de tratamento terciário (na situação de necessidade, foi considerada apenas a opção de lagoas de maturação); (2) inclusão ou não de armazenamento sazonal, considerando diversas taxas de perdas; (3) redes de distribuição primária de diversas dimensões (comprimento e diâmetro da tubagem, necessidade ou não de elevação). Apesar disso, é possível avaliar o custo de dois benefícios esperados: a produção de culturas e a economia em fertilizantes comerciais.

Foram consideradas duas alternativas para a duração de um projecto de reutilização: 30 e 40 anos. Foram estudadas duas taxas de actualização: 6 e 8%.

As principais conclusões do estudo foram as seguintes: (a) verificam-se economias de escala significativas; (b) para uma determinada dimensão os factores de maior relevância nos custos de investimento são os correspondentes ao armazenamento sazonal e à rede de distribuição primária; (c) o custo unitário (por m³) de produção de águas residuais tratada para rega poderá aumentar de forma a limitar severamente a viabilidade económica do processo de reutilização se se verificar a necessidade de tratamento complementar para que o efluente da ETAR municipal possa ser utilizado para esta finalidade.

Palavras chave: agricultura, águas residuais, irrigação, reutilização, viabilidade económica.

¹Eng. Quím.(IST) e San.(UNL), MSc. (Eng)(Leeds Univ.), Doutora em Eng. Civil (UTL),
Inv. Aux. do LNEC, Presidente da EWPCA, Membro do STC da IAWQ

ABORDAGEM À VIABILIDADE ECONÓMICA DA REUTILIZAÇÃO DO EFLUENTE DE ETAR EM PORTUGAL

Introdução

Foram estudadas cinco alternativas correspondentes a outras tantas capacidades de ETAR, as quais foram seleccionadas como as de maior probabilidade de ocorrência em Portugal. Com base em dados do INE concluiu-se que a capacidade das ETAR instaladas ou a instalar na maioria dos concelhos (cerca de 80% do total), ou seja, a capacidade da maioria das ETAR actuais e futuras do país, servirá populações entre 1 000 e 50 000 habitantes. Optou-se, assim, no referido estudo (do Carmo, 1994), por estudar as alternativas correspondentes às seguintes dimensões de capacidade instalada quanto à produção de águas residuais tratadas: 1 000, 5 000, 10 000, 20 000 e 50 000 hab-eq. Para cada dimensão-tipo foram consideradas duas alternativas, correspondentes à construção de reservatório para armazenamento sazonal do efluente e à não construção desse reservatório.

A estimativa da área irrigável com o efluente produzido segundo as alternativas em estudo, baseou-se na consideração de que o volume de águas residuais não tratadas afluentes à ETAR corresponde a cerca de 80% do volume de água consumido, admitindo-se que a capitação de consumo de água cresce com a dimensão do aglomerado e crescerá, igualmente, ao longo do tempo (admitiu-se uma taxa de crescimento de 3% até meio do período relativo ao horizonte do projecto e estabilização a partir daí), e que o volume de águas residuais tratadas disponível para posterior utilização é afectado por perdas devidas a diversas causas, de entre as quais avultam as perdas de transporte até ao campo de reutilização e as perdas por evaporação (que poderão ser significativas na hipótese de armazenamento sazonal em reservatório). Foram, assim, consideradas diversas taxas de perdas, mais elevadas no caso de armazenamento sazonal.

Em síntese, as hipóteses estudadas foram as seguintes:

- H11 - sistemas s/ armazenamento e perdas de 10%
- H12 - sistemas s/ armazenamento e perdas de 20%
- H21 - sistemas c/ armazenamento e perdas de 30%
- H22 - sistemas c/ armazenamento e perdas de 40%
- H23 - sistemas c/ armazenamento e perdas de 50%

Avaliação de custos

A análise dos factores que contribuem para os custos de implementação de um projecto de aproveitamento para rega do efluente de uma ETAR conduziu ao seu agrupamento em quatro categorias:

1. Tratamento complementar do efluente - Partindo do princípio de o aproveitamento do efluente para rega se processa em ETAR construídas por imperativos de protecção ambiental (DL 74/90), não há que incluir o custo da construção e exploração da ETAR no cômputo dos custos de reutilização do respectivo efluente para rega, salvo se for pretendido instalar um tratamento complementar, destinado exclusivamente a afinar algumas características qualitativas do efluente, de modo a otimizar a sua qualidade para determinadas culturas e/ou métodos de rega. Nesta eventualidade, apenas o custo do tratamento complementar será contabilizado nos custos do aproveitamento do efluente para rega.

O processo de tratamento com maior probabilidade de aplicação como tratamento complementar à ETAR existente, no caso de reutilização para rega, corresponderá à remoção de microrganismos patogénicos. Por isso, neste estudo considerou-se que os custos de um eventual tratamento complementar corresponderão aos de um processo de tratamento baseado em lagoas de maturação (por ser esse o processo de tratamento complementar de aplicação mais provável, na maioria dos casos, para efeitos de inativação de patogénicos).

2. Armazenamento sazonal do efluente - concretiza-se por meio de reservatórios ou pequenas albufeiras. Relativamente aos custos de investimento, há a considerar os custos de construção, órgãos hidráulicos e aquisição/expropriação de terrenos.
3. Descarga do efluente tratado - geralmente não é objecto de consideração, por se tratar de um estrutura necessária na situação de ETAR sem aproveitamento do efluente, podendo ser utilizada, neste último caso, apenas sazonalmente (quando não se procede ao aproveitamento) ou permanente, para um caudal mais reduzido que o caudal de serviço da ETAR.

- 4 Distribuição para rega - corresponde a custos relativos a: elevação do efluente tratado, seu transporte em condutas (rede primária) às parcelas agrícolas e distribuição local (rede secundária), custos administrativos correlacionados, medição, etc.

Infere-se do exposto que os custos relevantes do ponto de vista de definição de projectos-tipo são os dos grupos 1, 2 e 4.

Os custos inerentes ao eventual armazenamento sazonal do efluente (grupo 2) poderão variar largamente, consoante a capacidade a instalar, que será função do tempo de armazenamento pretendido, muitas vezes limitado pelas condições locais existentes, nomeadamente factores como a orografia, natureza dos solos, disponibilidade de terrenos, etc. Em princípio, o tempo máximo de armazenamento variará entre 6 a 8 meses de retenção, considerando um período de rega de 4 a 6 meses por ano.

Por fim, relativamente às particularidades que pode assumir a distribuição para rega (grupo 4), houve que distinguir entre *situações sem elevação* e *situações com elevação* (neste último caso podendo, ainda, considerar uma ou mais hipóteses de alturas de elevação). Em segundo lugar há que ter em conta a *distância aos locais de rega* e a eventual *dispersão desses locais*. A combinação destes elementos com o caudal a transportar permitirá efectuar o *dimensionamento das condutas*, para as quais se deverá considerar não só o correspondente *custo de aquisição* mas também outros custos que lhe estão associados (*projecto, aquisição de terrenos, órgãos de manobra, construção civil*, etc.). No estudo em referência considerou-se que a distância ao local de rega seria da ordem de 5 e 10 km para zonas de povoamento disperso e de 7 e 15 km para zonas de povoamento aglomerado e misto.

Todos estes elementos a combinar produzem um número bastante elevado de possibilidades, de difícil definição e ainda mais complicado de estudar em pormenor. A sua comparação só faz sentido se os valores do custo se reportarem à unidade, que no caso, será o custo do m³ de efluente efectivamente disponibilizado ao agricultor. Com este objectivo, será necessário considerar horizontes de projecto, estudar os custos de imobilização (equivalentes ao custo do capital financeiro utilizado, calculado com base nas taxas de actualização).

Relativamente ao horizonte do projecto, foram estudadas duas hipóteses: (a) 30 anos para os elementos de construção civil e 15 anos para os equipamentos electromecânicos; (b) 40 anos para os elementos de construção civil e 20 anos para os equipamentos

electromecânicos. No que se refere à taxa de actualização foram utilizados valores de 6%, 8% e 10%.

Através de consulta bibliográfica e de elementos avulso sobre exemplos de projectos de várias estações de tratamento, estações elevatórias, albufeiras e redes de rega, foi possível estabelecer uma ideia razoável dos montantes envolvidos, estabelecendo funções de custo relativamente aos grupos de custo considerados.

Avaliação de benefícios

As vantagens mais significativas da reutilização da água para rega consistem (Marecos do Monte, 1994) nas seguintes: (a) conservação dos recursos hídricos, ao utilizar água de menor qualidade, salvaguardando águas subterrâneas e superficiais de melhor qualidade para outras finalidades mais nobres, como o abastecimento doméstico e industrial; (b) produção de culturas agrícolas e/ou ornamentais; (c) redução e mesmo eliminação da poluição dos meios hídricos receptores dos efluentes quando não reutilizados; (d) recuperação de nutrientes necessários ao desenvolvimento vegetal (principalmente azoto e fósforo), e veiculados pelos efluentes; (e) recarga dos aquíferos da zona irrigada; (f) melhoria da estrutura do solo, pela formação de húmus, associada à adição de matéria orgânica ainda contida nos efluentes.

Para efeitos deste estudo, admitiu-se que potenciais inconvenientes da reutilização (Marecos do Monte, 1994) serão controlados através da gestão adequada do tratamento das águas residuais, das selecção das culturas e do método de rega. Assim, a questão da avaliação dos benefícios centra-se na quantificação do valor económico dos itens atrás referidos.

O benefício directo mais relevante será indubitavelmente, o da produção agrícola. Obviamente que a sua quantificação depende muito não só da(s) cultura(s) em causa, como do quadro envolvente da sua produção, nomeadamente as condições climáticas e geomorfológicas da zona, a situação e perspectivas de evolução dos mercados correspondentes a essas culturas. Outros benefícios de difícil quantificação são os de natureza ambiental, como a melhoria da estrutura do solo, a recarga de aquíferos, a eliminação da poluição dos meios receptores. O benefício de quantificação mais acessível é da economia em fertilizantes, extrapolável com base em ensaios realizados no Alentejo (Marecos do Monte, 1994), segundo os quais a economia em adubos comerciais seria da ordem de 20 mil escudos por hectare (a preços de 1993) para o milho e sorgo e de aproximadamente metade desse valor

no caso do girassol. Os correspondentes valores referidos ao m³ de efluente utilizado na rega (tomando como base uma rega de 6 000 m³/ha efectuada de Julho a Setembro) serão da ordem dos 8 escudos para o milho e sorgo e 4 escudos para o girassol. Estes valores assumirão maior importância nos casos em que o custo unitário da disponibilização do efluente para rega for baixo.

Considerações sobre a viabilidade económica dos projectos

O conjunto destas considerações sobre custos e benefícios conduz aos elementos apresentados nos quadros 1 a 5, que se aplicam aos diferentes níveis de capacidade na origem dos sistemas de reutilização de efluentes de ETAR de, respectivamente, 100 m³/dia a 7 000 m³/dia, e considerando uma taxa de actualização de 8%, um horizonte de projecto de 30 anos e vidas úteis do investimento de 15 e 30 anos. Nesses quadros, a partir dos componentes de custo determinados nos quadros anteriores, definiram-se três níveis de custos: nível mais baixo, nível intermédio e nível mais elevado.

O mesmo conjunto de quadros poderá ser construído para uma taxa de actualização de 6%, um horizonte de projecto de 40 anos e vidas úteis do investimento de 20 e 40 anos, o que, para cada um dos níveis, conduziria a valores um pouco abaixo dos quadros 1 a 5. Dado que os níveis 2 e 3 seriam então valores intermédios no conjunto dos seis níveis a comparar, considerou-se suficiente acrescentar aos primeiros três o mais baixo do novo conjunto de modo a servirem de base aos comentários sobre viabilidade económica que a seguir se produzem. O referido conjunto de dados é apresentado nos quadros 6 a 10 e figuras 1 a 5.

A primeira constatação a fazer respeita à opção *recurso ao armazenamento sazonal*, que só parece encontrar justificação nos casos de elevados custos, isto é, quando o componente *tratamento* não puder deixar de ser imputado ao objectivo *irrigação*. De facto, só nesses níveis de custo se verifica uma quebra dos custos unitários dos projectos-tipo sem armazenamento (H11 e H12) para os que integram tal armazenamento (e isto, de modo claro apenas nos casos das capacidades de 100 m³/dia, 2 500 m³/dia e 7 000 m³/dia). A razão para tal comportamento dos custos está claramente nos elevados custos fixos do tratamento, cuja imputação a um caudal consideravelmente acrescido (quando se passa de H1 para H2), permite mais do que compensar a superveniência dos custos de armazenamento, não obstante estes serem também consideráveis.

Quadro 1
Cálculo dos níveis de custos mais significativos para efeitos de análise de viabilidade
ETAR de 100 m³/dia

ELEMENTOS DE CUSTO		(valores em escudos/m ³)				
		H11	H12	H21	H22	H23
a	- tratamento	196.0	220.5	118.2	137.9	165.5
b	- elevação, armazenamento e distribuição	72.5	80.2	86.1	92.4	101.2
c	- armazenamento e rede primária (completa)	70.0	78.8	78.7	85.6	95.1
d	economia de fertilizantes	3.4 / 8.0	3.4 / 8.0	3.4 / 8.0	3.4 / 8.0	3.4 / 8.0
e=b-8.0	TOTAL 1: nível de custos mais baixo	64.5	72.2	78.1	84.4	93.2
f=e+c	TOTAL 2: nível de custos intermédio	134.5	151.0	156.8	169.9	188.3
g=a+b+c-3.4	TOTAL 3: nível de custos mais elevado	335.1	376.2	279.6	312.5	358.4

Quadro 2
Cálculo dos níveis de custos mais significativos para efeitos de análise de viabilidade
ETAR de 500 m³/dia

ELEMENTOS DE CUSTO		(valores em escudos/m ³)				
		H11	H12	H21	H22	H23
a	- tratamento	128.2	144.2	77.3	90.2	108.2
b	- elevação, armazenamento e distribuição	33.1	36.0	69.2	72.7	77.6
c	- armazenamento e rede primária (completa)	21.8	24.5	58.1	61.4	66.1
d	economia de fertilizantes	3.4 / 8.0	3.4 / 8.0	3.4 / 8.0	3.4 / 8.0	3.4 / 8.0
e=b-8.0	TOTAL 1: nível de custos mais baixo	25.1	28.0	61.2	64.7	69.6
f=e+c	TOTAL 2: nível de custos intermédio	46.9	52.5	119.2	126.2	135.8
g=a+b+c-3.4	TOTAL 3: nível de custos mais elevado	179.7	201.3	201.1	220.9	248.6

Quadro 3
Cálculo dos níveis de custos mais significativos para efeitos de análise de viabilidade
ETAR de 1 000 m³/dia

ELEMENTOS DE CUSTO		(valores em escudos/m ³)				
		H11	H12	H21	H22	H23
a	- tratamento	106.7	120.1	64.4	75.1	90.1
b	- elevação, armazenamento e distribuição	27.1	29.2	66.6	69.7	74.0
c	- armazenamento e rede primária (completa)	15.7	17.7	28.8	37.3	49.2
d	economia de fertilizantes	3.4 / 8.0	3.4 / 8.0	3.4 / 8.0	3.4 / 8.0	3.4 / 8.0
e=b-8.0	TOTAL 1: nível de custos mais baixo	19.1	21.2	58.6	61.7	66.0
f=e+c	TOTAL 2: nível de custos intermédio	34.8	38.8	87.4	99.0	115.2
g=a+b+c-3.4	TOTAL 3: nível de custos mais elevado	146.1	163.5	156.4	178.7	209.9

Quadro 4
Cálculo dos níveis de custos mais significativos para efeitos de análise de viabilidade
ETAR de 2 500 m³/dia

ELEMENTOS DE CUSTO		(valores em escudos/m ³)				
		H11	H12	H21	H22	H23
a	- tratamento	83.8	94.3	50.5	59.0	70.8
b	- elevação, armazenamento e distribuição	26.8	28.8	58.5	63.8	71.2
c	- armazenamento e rede primária (completa)	11.5	12.9	12.3	13.4	14.9
d	economia de fertilizantes	3.4 / 8.0	3.4 / 8.0	3.4 / 8.0	3.4 / 8.0	3.4 / 8.0
e=b-8.0	TOTAL 1: nível de custos mais baixo	18.8	20.8	50.5	55.8	63.2
f=e+c	TOTAL 2: nível de custos intermédio	30.3	33.7	62.8	69.2	78.1
g=a+b+c-3.4	TOTAL 3: nível de custos mais elevado	118.7	132.6	117.9	132.7	153.5

Quadro 5
Cálculo dos níveis de custos mais significativos para efeitos de análise de viabilidade
ETAR de 7 000 m³/dia

ELEMENTOS DE CUSTO		(valores em escudos/m ³)				
		H11	H12	H21	H22	H23
a	- tratamento	63.9	71.8	38.5	44.9	53.9
b	- elevação, armazenamento e distribuição	22.3	23.8	43.8	46.7	50.8
c	- armazenamento e rede primária (completa)	17.5	19.7	14.9	16.4	18.5
d	economia de fertilizantes	3.4 / 8.0	3.4 / 8.0	3.4 / 8.0	3.4 / 8.0	3.4 / 8.0
e=b-8.0	TOTAL 1: nível de custos mais baixo	14.3	15.8	35.8	38.7	42.8
f=e+c	TOTAL 2: nível de custos intermédio	31.9	35.5	50.7	55.1	61.3
g=a+b+c-3.4	TOTAL 3: nível de custos mais elevado	100.3	112.0	93.8	104.7	119.8

hipóteses assumidas nestes quadros:

taxa de actualização de 8%

horizonte de projecto de 30 anos

períodos de vida útil de 15 e 30 anos

crescimento anual dos caudais disponíveis de 3% até ao ano 15 e estabilização no resto do período

Quadro 6

Q Comparação de níveis de custo nas diferentes hipóteses de taxa de actualização e horizonte de projecto

níveis de cust4	(valores em escudos/m3)				
	H11	H12	H21	H22	H23
N 6.40.1	41.6	46.9	50.9	55.2	61.3
N 8.30.1	64.5	72.2	78.1	84.4	93.2
N 8.30.2	134.5	151.0	156.8	169.9	188.3
N 8.30.3	335.1	376.2	279.6	312.5	358.4

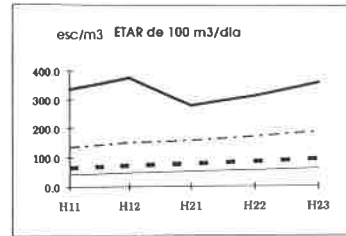


Fig. 1

Quadro 7

Comparação de níveis de custo nas diferentes hipóteses de taxa de actualização e horizonte de projecto

níveis de cust4	(valores em escudos/m3)				
	H11	H12	H21	H22	H23
N 6.40.1	14.7	16.7	39.3	41.8	45.2
N 8.30.1	25.1	28.0	61.3	64.7	69.6
N 8.30.2	46.9	52.6	119.2	126.2	135.6
N 8.30.3	179.7	201.3	201.1	220.9	248.6

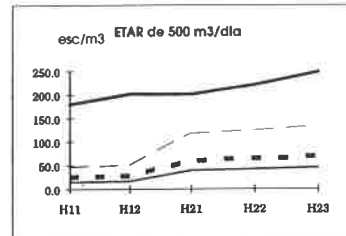


Fig. 2

Quadro 8

Comparação de níveis de custo nas diferentes hipóteses de taxa de actualização e horizonte de projecto

níveis de cust4	(valores em escudos/m3)				
	H11	H12	H21	H22	H23
N 6.40.1	10.6	12.1	37.6	39.7	42.7
N 8.30.1	19.1	21.2	58.6	61.7	66.0
N 8.30.2	34.8	38.8	87.4	99.0	116.2
N 8.30.3	146.1	163.5	156.4	178.7	209.9

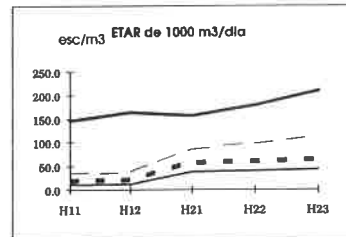


Fig. 3

Quadro 9

Comparação de níveis de custo nas diferentes hipóteses de taxa de actualização e horizonte de projecto

níveis de cust4	(valores em escudos/m3)				
	H11	H12	H21	H22	H23
N 6.40.1	10.4	11.8	32.0	36.7	40.8
N 8.30.1	18.6	20.6	50.5	55.6	63.2
N 8.30.2	30.3	33.7	62.8	69.2	78.1
N 8.30.3	118.7	132.6	117.9	132.7	153.6

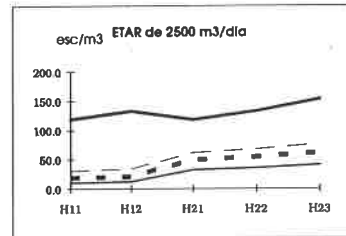


Fig. 4

Quadro 10

Comparação de níveis de custo nas diferentes hipóteses de taxa de actualização e horizonte de projecto

níveis de cust4	(valores em escudos/m3)				
	H11	H12	H21	H22	H23
N 6.40.1	7.4	8.4	22.1	24.1	26.9
N 8.30.1	14.3	15.8	35.8	38.7	42.8
N 8.30.2	31.9	35.5	50.7	55.1	61.3
N 8.30.3	100.3	112.0	93.8	104.7	119.8

Notas relativas à identificação dos níveis:

6 ou 8 representa a taxa de actualização

30 ou 40 representa o horizonte de projecto e o período de vida útil

1 ou 2 ou 3 representam os níveis mais baixo, intermédio e mais elevado

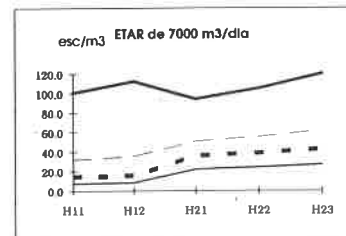


Fig. 5

Por outro lado, a não ocorrência de economias de escala no que concerne o armazenamento para os três primeiros níveis de capacidade² conduz a que, nos casos relativos às ETAR de 500 e 1 000 m³/dia, a redução nos custos unitários do tratamento não seja suficiente para compensar a ocorrência dos novos encargos.

O segundo aspecto a salientar tem que ver com a viabilidade do próprio processo de tratamento para servir o objectivo *irrigação*. Será muito difícil justificar tal viabilidade, dado o considerável nível dos custos (que só excepcionalmente estaria abaixo dos 70 ou 80 escudos por metro cúbico de água fornecida para rega), mesmo quando se lida com sistemas de elevada capacidade e portanto com custos unitários menores. Uma condição básica da viabilidade económica da construção dos sistemas seria, pois, a disponibilidade a montante de um efluente já adequadamente tratado para rega ou em que a comparticipação requerida para complementar tal tratamento fosse bastante mais baixa que os custos unitários de tratamento evidenciados nos quadros acima.

Um terceiro aspecto que condicionará certamente a viabilidade económica dos sistemas, sobretudo quando eles tiverem pequenas dimensões, é a distância da ETAR às explorações agrícolas a que se destina a rega (veja-se os ainda elevados custos unitários dos níveis mais baixos nos casos relativos a ETAR de 100 m³/dia). Os apenas 3 km considerados como mínimo nas hipóteses de base assumidas implicam, para os sistemas de reduzida capacidade, custos unitários muito elevados, pelo que será difícil dispor de condições de viabilidade próximas dos sistemas maiores se as distâncias forem superiores a 1 km (o que contudo será certamente mais fácil de conseguir precisamente nos pequenos sistemas). Nessas condições os custos unitários poderão ser reduzidos (com a taxa de actualização de 8% e horizonte económico de 30 anos) em cerca de 30 escudos/m³, o que é considerável.

Elaborado assim um quadro genérico de condições de viabilidade económica na perspectiva dos custos faltará ainda referir que é fundamental analisar a viabilidade dos projectos caso a caso, quantificando adequadamente, em termos unitários, os benefícios económicos derivados da rega no caso em estudo. Para finalizar, dever-se-á sublinhar que, em

² A construção de albufeiras só começa a justificar-se de modo claro a partir do quarto nível, recorrendo-se até aí à construção de reservatórios, cujos custos se admitiu serem proporcionais à capacidade.

matéria de análise de viabilidade, as considerações acabadas de produzir apenas poderão servir como esquema de enquadramento e que qualquer análise concreta não dispensa o estudo das condições específicas e cálculos com números proporcionados por projectos *ad hoc*. Por outro lado, na ausência de estimativas adequadas dos benefícios económicos derivados, poder-se-á sempre proceder de modo indirecto, considerando que estes não são inferiores aos custos suportados por explorações agrícolas que recorrem a outras fontes de abastecimento (nomeadamente recursos subterrâneos, tanto através de sistemas públicos como privados).

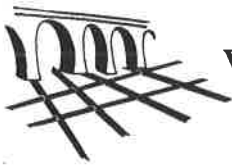
Determinada a viabilidade económica do empreendimento coloca-se o problema do seu financiamento, o qual constitui, mesmo em países de grandes recursos, o principal obstáculo à implementação dos projectos de reutilização de água, como foi reconhecido num estudo realizado na Califórnia em 1991, citado por [EPA, 1992], o qual recomenda que as "water agencies" que providenciam serviços regionais (equivalente, em certa medida, às Direcções Regionais do Ambiente e Recursos Naturais) financiem os projectos de reutilização de água, visto que os mesmos representam uma economia de água doce, que poderá ser disponibilizada para potabilização, proporcionando, assim, um benefício de âmbito regional. As dificuldades associadas à viabilização financeira deste tipo de empreendimentos são, geralmente, um reflexo de factores de natureza conjuntural, com as elevadas taxas de juro reais (como são actualmente praticadas em Portugal e também, em certa medida, na Europa) e da falta de transparência do mercado, nomeadamente quanto à incerteza de colocação dos produtos agrícolas.

A construção das infra-estruturas inerentes à utilização da água para irrigação, como a rede de distribuição e o possível reservatório, é geralmente financiada pelo Estado, à semelhança do que acontece com as ETAR [EPA, 1992]. Nos casos em que a irrigação se destina a campos de golfe ou espaços verdes de empreendimentos urbanísticos, pode ser possível conseguir o financiamento dos promotores, pelo menos do sistema de distribuição.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

do Carmo, F. A. (1994), *Reutilização de Efluentes de ETAR para Rega: Estudo de Tarificação*, Relatório 132/94-NHS, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

Porter, R. B. e Fisher, F. (1985), "Sewage effluent reuse- economic aspects in project appraisal", *Reuse of Sewage Effluent*, Proceedings of the international Symposium organised by the ICE, London.



SISTEMA DE ESGOTOS DE LISBOA

Objectivos e Resultados

P. Celestino da Costa*

Av. da Liberdade, 177-2º - 1250 LISBOA - PORTUGAL

«... Na maioria das vezes, as águas residuais urbanas contêm substâncias ofensivas e potencialmente perigosas, que causam poluições e contaminações dos corpos de água receptores. Contaminação define-se como a diminuição da qualidade da água em grau tal que cria um perigo para a saúde pública. Poluição refere-se a efeitos adversos na qualidade da água que interferem com o apropriado e benéfico uso dessa água.»

«Concise Encyclopedia of Science and Technology»: Second Edition, 1989. Mc Graw Hill, pgs. 1672.

«... A protecção do ambiente tem três objectivos. O primeiro é proteger as pessoas de danos fisiológicos devidos a organismos patogénicos, a químicos tóxicos ou a excessos de energia física. O segundo é isentar os humanos de incómodo, irritação e desconforto devidos a condições ofensivas na água, ar e solo. O terceiro objectivo é salvaguardar os balanços nos ecossistemas da terra e conservar os recursos naturais...»

Idem, pgs. 721.

RESUMO

Desde o final do século passado, o objectivo de todos os estudos foi sempre evitar contaminações e poluições nas águas estuarinas. Mas a partir de 1983, o objectivo passou a ser a satisfação de requisitos derivados de modelo matemático não validado pela evidência experimental. O que conduziu à realização de custosas obras que em nada diminufram a contaminação do estuário.

* Engº Civil, DRENA - Av. da Liberdade, 177-2º - 1250 LISBOA

INTRODUÇÃO

As novas regras de redacção das comunicações reduzem substancialmente o espaço disponível, pelo que se teve de adoptar uma redacção muito concisa versando sobretudo a avaliação de resultados face aos objectivos propostos.

A COMISSÃO DE 1880 E O PROJECTO DE 1884

A Comissão municipal de 1880, nomeada «para emitir parecer acerca do sistema de esgotos que mais convém adoptar na capital» pronunciou-se pela instalação de emissor que conduzisse «os excreta bem como todos os líquidos impuros» para «longe da cidade». Especificava ainda que «a descarga do emissor deve ter lugar fora da barra, em ponto da costa convenientemente escolhido para que não haja a reascar nem a formação de bancos pela deposição dos sólidos contidos em suspensão nos esgotos, nem a infecção de quaisquer povoações que se achem próximas».

O projecto de 1884 foi elaborado com base nas recomendações da Comissão anteriormente referida e é com ele que se instala, em Lisboa, uma nova rede de esgotos constituídos por colectores ovóides construídos em alvenaria de pedra e, mais tarde, de tijolo e de secção visitável. São os colectores que constituem a actual rede das Avenidas Novas.

Mas a parte do projecto que satisfazia a recomendação da Comissão de conduzir os esgotos «para longe da cidade», mais especificamente «para além da barra», não chegou a ter execução. Prevvia-se o lançamento na Ponte de Rana (lado oeste da praia de Carcavelos).

Surgiram logo dúvidas dadas as substanciais e rápidas alterações das condições iniciais. Por um lado, a súbita introdução e expansão da prática banear fazia desenvolver aglomerados populacionais entre Lisboa e Cascais. Por outro lado, surgiam processos artificiais de tratamento de esgotos (leitos percoladores, 1893; lamas activadas, 1912).

Em 1902, em comissão municipal, afrontam-se as teses de Rêssano Garcia, favorável ao lançamento na Ponta de Rana, pondo em dúvida lançamentos no estuário e as de Terra Viana preconizando lançamentos no estuário, após tratamento dos esgotos. Esta grande disparidade de opiniões, ambas categorizadas, lançou, naturalmente, na maior perplexidade os poderes públicos.

OS ESTUDOS EXPERIMENTAIS DE 1941

Os estudos de base experimental e teóricos realizados em 1940 (OLIVEIRA, 1941)

permitiram mostrar a inteira viabilidade de se continuar a fazer o lançamento final nas águas estuarinas, não em bruto como sempre sucedera, mas após certo grau de tratamento a dar aos efluentes.

Os resultados dos estudos experimentais mostraram um estuário muito pouco poluído no grosso das suas águas: percentagem de saturação em oxigénio entre 80 e 90%; carência bioquímica de oxigénio entre 1,5 e 2 mg/l (a maior parte atribuída à poluição natural do rio); muito baixa concentração de bactérias (*E.coli*) detectada, equivalente a 8 a 65 bactérias por 100 c.c. (ou 100 ml). Mas já nesses estudos se haviam feito medições de concentração bacteriológica ao longo de trajectos de flutuadores lançados a partir de pontos marginais de descarga de esgotos (caneiro de Alcântara). E por vezes registaram-se valores muito elevados. Igualmente se fizeram análises bacteriológicas das praias a jusante da cidade, acusando, por vezes, valores muito elevados.

Os estudos em referência, intitulados «Estudos de Anteprojecto» terminavam por propor soluções concretas de localização e definição do grau de tratamento a considerar antes do lançamento no estuário.

Para reduzir a importância e necessidade de colectores interceptores, foi proposta a localização de estações ao longo de dois vales (Alcântara e Chelas) que só à sua conta reuniam, então, grande parte dos caudais totais. E entendia-se já que era favorável à protecção das praias de banho do estuário «o deslocamento para montante do centro de gravidade da origem de poluição do estuário, constituída pelos esgotos da cidade».

Preconizou-se a instalação de duas estações de tratamento por sedimentação simples, com envio das lamas correspondentes para vários destinos possíveis.

Durante a época anual de funcionamento das praias de banhos do estuário do Tejo «julgava-se conveniente sujeitar os esgotos a um tratamento complementar destinado a reduzir a concentração de bactérias no efluente lançado no estuário a proporções suficientemente baixas para resultar eliminado, em todas as circunstâncias, o risco de uma eventual contaminação pelos esgotos do sistema de Lisboa».

AS AVERIGUAÇÕES EXPERIMENTAIS DE 1952/53

Como se dizia, pg. 166-IV, dos ESTUDOS acabados de referir no número anterior:

«As conclusões atrás formuladas relativas à exigência e existência de uma larga margem de segurança nas condições actuais do

aproveitamento do estuário para a diluição dos esgotos, pelo que res-
peitantes a poluição pela matéria orgânica, não podem generalizar-se
com o mesmo grau de evidência às condições bacteriológicas verifi-
cadas no decorrer das investigações...».

Tendo sido o signatário encarregado, em 1950, pelo município lisboeta da elaboração do Plano Geral ou Anteprojecto Geral de Saneamento da cidade, considerámos necessário completar a averiguação da contaminação bacteriológica em termos mais precisos no que se referia à contribuição dos esgotos de Lisboa para essa contaminação. Os resultados destes estudos foram publicados em artigo do signatário (COSTA, 1957) e em livro sobre o estado das águas no país (CUNHA, 1980).

Por observações visuais de matérias flutuantes, podia-se depreender que, em ocasiões de ausência de ventos fortes, os esgotos saídos por várias desembocaduras marginais tinham tendência em seguir agarrados à margem em toda a extensão da cidade.

Fizemos, assim, colheitas para análises bacteriológicas em secções transversais do estuário. Tornou-se patente que a difusão se fazia realmente no sentido longitudinal do estuário, podendo definir-se uma mancha de dispersão, com índices de contaminação elevadíssimos, de uma a duas dezenas de quilómetros de extensão e apenas algumas poucas centenas de metros de largura. Em estudo publicado posteriormente (COSTA, 1965), aplicando a teoria de difusão estabelecida por Stommel, deduziram-se teoricamente áreas de difusão que confirmam as determinadas experimentalmente em 1952/53.

POLUIÇÕES E CONTAMINAÇÕES DO ESTUÁRIO

As conclusões dos estudos acabados de referir são naturalmente da maior importância para quem tenha de averiguar as condições da poluição do estuário: a que é devida, por um lado, aos materiais entrados no estuário pelos rios (Tejo e Sorraia principalmente) e aos poluentes entrados no próprio estuário, ao longo das margens norte e sul.

Materiais entrados pelo rio principal, dadas as condições geográficas (estuário abrindo-se, no início, em forma de delta) é natural que consigam progressivamente uma mais fácil mistura no grosso das águas estuarinas, mas os entrados lateralmente dentro do estuário ficam sujeitos a formas de dispersão acentuadamente longitudinal, dispersando-se muito menos no sentido transversal. Por isso, dizíamos em trabalho apresentado no I Congresso do Tejo (COSTA, 1987):

«Aliás, toda a margem sul do estuário (entre Cacilhas e a foz do Sorraia) necessita de ser averiguada experimentalmente por métodos similares aos adaptados, na margem norte, para detectar o modo de difusão dos esgotos da capital».

E concretizávamos:

«Em nosso entender, há, em particular, que estudar "in loco":

- a) Foz do Sorraia. Detectar principalmente nutrientes, insecticidas e sua dispersão.
- b) Complexo do Barreiro. Detectar principalmente poluentes químicos e sua dispersão.
- c) Lisnave - Alfeite. Detectar principalmente óleos, hidrocarbonetos, resíduos de tinta e sua dispersão».

Por estranho que pareça, quando a então Comissão Nacional do Ambiente iniciou o seu meritório trabalho de investigar as condições de poluição do estuário do Tejo, nenhum dos estudos anteriores - os de 1940, os de 1952/53 e os teóricos de 1965 - foram tomados em consideração ou minimamente entendidos.

Utilizando relativamente poderosos meios de averiguação experimental, realizaram-se centenas se não milhares de análises em vários pontos do estuário, nas mais diversas condições de maré, ventos e outras, mas sem a preocupação de relacionar concentrações de poluentes analisadas nas águas com poluições entradas e originadas, em terra, ao longo das margens ou entradas pelo rio. Bastaria ter atendido ao conhecimento de que a poluição se difundia essencialmente no sentido longitudinal, a partir de conhecidos focos poluentes, para que as campanhas realizadas tivessem tido sentido e eficácia e pudessem ter sido conclusivas. Não o foram e isso facilitou a instalação de organismo oficial que se preocupou, entre outras coisas, em arranjar um director de projecto (o Projecto Tejo) na pessoa de um professor canadiano, tido como especialista em modelos matemáticos. Por sua indicação estabeleceram-se 5 locais de medições, inteiramente insuficientes em número e localização. Ao fim de bastante tempo foi feita a substituição do director por outro professor universitário, também especialista em modelos matemáticos, mas irlandês, desta vez.

A escolha das estações de observação já obedeceu a critérios mais apropriados, tendo-se procurado cobrir várias secções transversais com 3 ou 4 estações. No entanto, este esquema de observações era mais adequado a avaliar a distribuição de poluentes entrados pelo rio principal do que os entrados marginalmente. Foi-se ao ponto de localizar estações a 300 a 400 metros

da margem da cidade, ou seja exactamente fora daquela zona que já então se sabia (mas não o professor) ser a da dispersão dos esgotos da cidade. Assim, só esporadicamente (por conjugação de ventos e correntes) as estações acusavam contaminação sensível, quando a uma ou duas centenas de metros da margem, a contaminação era intensa e permanente - como já se explicou.

Os estudos conduzidos pelo professor irlandês produziram dois modelos matemáticos: um unidimensional e outro bidimensional.

O estuário do Tejo contando com todas as suas reentrâncias da margem sul, tem cerca de 300 km² (30 000 ha). Na sua maior largura atinge cerca de 15 kms (a menor largura do estreito de Gibraltar) e para poluentes entrados marginalmente, a difusão faz-se essencialmente no sentido longitudinal, ou seja agarrada às margens. Por aqui se pode ver a falta de interesse e de rigor em qualquer modelo unidimensional (ao longo do eixo dos xx). Muitos e importantes rios e estuários europeus (o Sena, o Tamisa, o Elba e muitos outros ou quase todos os outros) têm configuração filiforme e daí ser corrente e apropriado utilizar modelos unidimensionais. Aliás em trabalho apresentado no Workshop realizado em Dezembro de 1982, no Palácio Foz, em Lisboa, autores que tentaram utilizar o modelo unidimensional, diziam melancolicamente que «o modelo unidimensional não era o mais adequado para o Estuário do Tejo» e concluíam propondo para «further applications» o uso de «additional inputs» baseados em estimativa da matéria orgânica descarregada pelos esgotos da cidade. Estes autores, ainda foram a tempo de perceber que a poluição do estuário não era de geração espontânea mas originada em terra... a quilómetros de distância... do eixo do estuário.

Quanto ao modelo bidimensional - o desenvolvido por Leendertse - e também apresentado no referido Workshop, teve o mérito de mostrar que a contaminação pelos esgotos da cidade se difundia, de facto, longitudinalmente, agarrada à margem Norte. Mas os valores da concentração, em E.coli/100 ml, dada pelo modelo, estavam grosseiramente errados: em área que o modelo indicava como limitada a 1 000 E.coli/100 ml, os valores reais obtidos experimentalmente eram e são muito superiores (maiores que 5 000, muitas vezes 20 000, 40 000 e mais). O erro resultou de se utilizar um modelo próprio para se obterem valores a certa distância da origem («far field») quando se estavam a tirar conclusões de contaminação imediatamente a seguir à descarga («near field»). Como já tivemos ocasião de mostrar (COSTA, 1993) a hipótese deste modelo é a de cada descarga se diluir imediatamente num volume de 250 x 250 x 10 metros (625 000 m³) quando, na realidade, a diluição inicial em descargas marginais de colectores terminando bruscamente no perré ou cais marginal, dificilmente será

maior que 1:5 ou 1:10, o que quer dizer que para uma descarga de 1 m³/s, por exemplo, o volume inicial de diluição seria 10 m³, onde o esgoto estaria a entrar e a sair em cada segundo. Um erro de milhares de vezes: onde o modelo admite a concentração de apenas 1000/100 ml pode, na realidade, ter-se 62 500 ou mais. Pelos standards da época, 1000 E.coli/100 ml seria aceitável até para a prática balnear. Um valor de 60 000 E.coli/100 ml (no Terreiro do Paço chegava-se a 1 000 000) corresponde a água inaceitável para qualquer uso, incluindo navegação por barcos e todas as operações praticadas pelas populações ribeirinhas: trabalhos marítimos, lavagem de barcos, pesca artesanal, desportos náuticos, etc..

Este modelo de Leenderstse, tal como aplicado a Lisboa, esteve na origem dos dramáticos erros cometidos quando da elaboração do caderno de encargos de obra posta a concurso pela Vereação Abecasis.

O ANTEPROJECTO DE 1955 E PROJECTOS DE EXECUÇÃO CONSEQUENTES

O Anteprojecto (ou Plano Geral) de 1955 (COSTA, 1993) definiu os principais objectivos a atingir quanto à drenagem pluvial (eliminação de inundações) e doméstica (eliminação ou adequada atenuação da poluição e contaminação do estuário). Este Anteprojecto foi apreciado e aprovado por vários serviços camarários, pela vereação municipal (Março de 1960) e pelo Conselho Superior de Obras Públicas (3 de Outubro de 1963) com homologação ministerial de 8.10.63.

Com base neste Anteprojecto projectaram-se e tiveram realização, ao longo de várias dezenas de anos, muitas dezenas de quilómetros de grandes colectores que permitiram o abate efectivo das mais sensíveis e frequentes inundações (emissários pluviais do Cais do Sodré, Santos, Infante Santo; Santa Apolónia; Vale Escuro; Chelas-Xabregas; Poço do Bispo e Av. Berlim; colectores: Campo Grande; Túnel Campo Grande - Chelas e muitos outros). Ainda estão por fazer a beneficiação da Baixa Pombalina e as áreas baixas pluviais de Alcântara e Xabregas.

Só a partir de 1974 se verificam decisões municipais para a execução das obras de intercepção, tratamento e destino final: Projecto do Interceptor Geral (Junho de 1975) e Esquema Geral de Dispositivos de Tratamento e Lançamento Final (Agosto de 1975), o qual veio a ser aprovado pelo Conselho Superior de Obras Públicas (Abril de 1979) e também homologado pelo Ministro.

O Anteprojecto de 1955 havia sido elaborado com base em «Esquema Geral - Dezembro

de 1950» que comparava a solução resultante dos Estudos de Anteprojecto referidos (tratamento em Alcântara e Chelas) com outro esquema que concentrava numa única estação mais a montante (Matinha) a totalidade dos esgotos da cidade. Este esquema foi o escolhido pelo município após concordância por parte do autor dos Estudos de Anteprojecto. Este esquema tinha a vantagem de eliminar instalações de tratamento em plenas áreas urbanas, permitia ampliações para o tratamento secundário se necessário; encarava hipóteses adequadas de aproveitamento de esgotos por irrigação agrícola e adequava-se a destino final de lamas apropriado.

Dado o grande espaço de tempo (1950 para 1955), a AGPL deixou de reservar para o efeito a área que tínhamos previsto (e que foi cedida para instalações da Petroquímica). Houve então necessidade de obter localização mais a montante (em área onde se construiu a actual ETAR de Beirolas).

A ideia base de todo o esquema de intercepção e tratamento era naturalmente a de evitar quaisquer descargas marginais em toda a frente da cidade, pois todas as utilizações ribeirinhas se fazem nessas áreas que são precisamente as de dispersão de esgotos, como já se referiu. E havia também a ter em conta todas as práticas desportivas efectivas e potenciais (remo, vela e agora windsurf e outras). Assim, o lançamento final seria feito por emissário submarino descarregando por difusores a certa distância da margem, após tratamento secundário. Previa-se uma ligeira cloragem final que, após o secundário e difusão com diluição de cerca de 1:40 seria feita em concentrações ecologicamente aceitáveis.

CONCURSO 1983

Dispondo de projecto pronto a concursar, a Vereação Abecasis resolveu mandar elaborar seis cadernos de encargos a seis firmas projectistas e dispondo de seis cadernos de encargos diferentes, escolheu neste «cocktail» (segundo a expressão do Presidente) um caderno de encargos final.

Aos projectos de execução atrás mencionados foi dada a designação de Projecto base ou disponível, permitindo-se aos concorrentes a apresentação de alternativas. No entanto, enquanto o Projecto Base previa a completa ausência de descargas marginais, como já se referiu, o caderno de encargos fomentava soluções com várias descargas marginais. Aceitavam-se descargas marginais em oito «frentes» da cidade, com limitações de concentração bacteriológica, correspondentes em duas frentes a uma redução de 10 vezes, numa frente 100 vezes e nas res-

tantes nenhuma. Se se atender a que os esgotos brutos têm concentrações da ordem de 10^8 E.coli/100 ml e que a qualidade das águas estuarinas exigiria 10^2 a 10^3 E.coli/100 ml - pode facilmente entender-se o erro grosseiro cometido pelo caderno de encargos. Ignorando a evidência dos resultados experimentais e da própria observação visual, os autores do caderno de encargos preferiram acreditar no já referido modelo bidimensional que indicava que a contaminação nas áreas marginais não excedia, mesmo antes das obras, o índice de 1000 E.coli/100 ml (já de si aceitável para a prática balnear...).

Este caso de Lisboa é um exemplo que demonstra claramente os erros que se podem cometer ao aceitar modelos matemáticos não validados pela evidência experimental.

A solução que acabou por ser adjudicada aceitava, assim, 12 descargas marginais: 1 após tratamento secundário (Beirolas); 2 por sedimentação simples (Alcântara e Chelas); 1 por emissário submarino (Terreiro do Paço); e 9 por gradagem ou trituração.

Nas duas estações de sedimentação devia proceder-se à cloração do efluente, com alta dosagem, o que nunca até hoje foi feito nem é recomendável que se faça (por excessiva agressão ecológica dos efluentes lançados marginalmente).

Assim, o estuário está tão ou mais contaminado do que estava antes das obras, visto não haver redução da contaminação (a não ser alguma na ETAR de Beirolas).

A SITUAÇÃO ACTUAL

Como se refere em anterior comunicação (COSTA, 1993), os resultados do concurso de 1983 mostraram que à referida solução base correspondia o custo de construção de cerca de 12,7 milhões de contos enquanto a solução adjudicada se ficava pelos 6,4 milhões. Mas no primeiro caso tinha-se um estuário despoluído e descontaminado (e já em acordo com posteriores directivas comunitárias) enquanto, na segunda, se gastava dinheiro para deixar tudo na mesma. Mais: no primeiro caso estavam incluídas todas as obras a efectuar nas zonas baixas marginais. No segundo caso não.

Com efeito, as desnecessárias, inúteis, inadequadas e dispendiosas obras mandadas realizar pela Vereação Sampaio ao longo das avenidas 24 de Julho e da Índia (COSTA, 1993) tiveram custos que se têm de somar aos referidos 6,4 milhões de contos para se comparar com a solução base.

Pior: como, naturalmente, a solução do caso de Lisboa exige, elementarmente, a eliminação de descargas marginais (mesmo que tal não fosse necessário para satisfação de directiva

comunitária) há, ainda, enormíssimos e dispendiosos trabalhos a fazer, de modo a completar-se toda a interceptação de esgoto marginal (custos estes também a somar ao referido anteriormente). Foi noticiada recente decisão municipal neste sentido.

É possível que só agora as autoridades municipais entendam a vantagem de se dispor de interceptor de esgotos a meia encosta, reduzindo ao mínimo os trabalhos nas zonas marginais que são, além do mais, as de mais intenso tráfego rodoviário e de eléctricos. E que exigem obras que se justificariam há cem anos, mas serão hoje obsoletas. De certo modo seria o mesmo que ampliar a rede do metropolitano por método que se suportava (e já mal) há 45 anos (valas abertas em ruas de grande trânsito) mas não hoje.

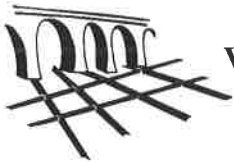
Cortando com a tradição de serviços municipais geralmente atentos aos problemas dos munícipes, o município inicia em 1983 procedimentos em que o incómodo, a irritação e o desconforto dos munícipes parece ser objectivo a atingir e não a evitar.

CONCLUSÃO

Apesar de todos os estudos iniciados no século passado terem em vista a não poluição ou contaminação do estuário, as obras gerais realizadas a partir de 1983, além de induzirem incómodos, irritações e desconforto (com ETAR's mal localizadas e ambientalmente ofensivas e obras muito incomodativas em arruamentos de grande trânsito) conduziram a uma situação que mantém o estuário tão ou mais contaminado do que estava anteriormente.

REFERÊNCIAS

- COSTA, P.C., 1957 - Poluição do Estuário do Tejo. *TÉCNICA*, Julho de 1957
- COSTA, P.C., 1965 - Distribuição da Contaminação no Estuário do Tejo. *TÉCNICA*, Junho de 1965
- COSTA, P.C., 1987 - *Estuário do Tejo. Venturas e Desventuras*. I Congresso do Tejo, 1,2 e 3 de Outubro de 1987, Fundação Calouste Gulbenkian. Associação dos Amigos do Tejo
- COSTA, P.C., 1993 - *Esgotos de Lisboa. As melhorias e as piorias*. Livro do VI Encontro Nacional de Saneamento Básico. Setúbal, 6 a 8 de Outubro de 1993, páginas 215 a 226
- CUNHA, L.V. e outros, 1980 - *A gestão da Água. Princípios fundamentais e sua aplicação em Portugal*. Fundação Calouste Gulbenkian.
- OLIVEIRA, E.A., 1941 - *Esgotos de Lisboa. Estudos de Anteprojecto*. Lisboa, Novembro de 1941



SISTEMA DE ESGOTOS DA CIDADE DO FUNCHAL

João Paulo Feijó Delgado¹, P. Celestino da Costa¹

DRENA - Estudos e Projectos de Saneamento, Lda.

Av. da Liberdade, 177-2^o Esq^o - 1200 LISBOA - PORTUGAL

RESUMO

Descrevem-se as obras de intercepção, tratamento e descarga final das águas residuais da Cidade do Funchal.

HISTÓRICO

O saneamento da Cidade do Funchal foi sendo desenvolvido ao longo dos tempos, aproveitando as linhas de água existentes. Inicialmente as águas residuais - na altura designadas simplesmente por esgotos - eram lançadas directamente nas linhas de água. Posteriormente foram sendo construídos colectores paralelamente às linhas de água que iam sucessivamente transferindo para jusante esses mesmos lançamentos até se chegar ao sistema existente na década de 60 em que praticamente todas as águas residuais da cidade eram rejeitadas na foz das ribeiras.

Em 1965 foi desenvolvido um estudo em que pela primeira vez se apontou uma solução global para o sistema de esgotos do Concelho. Previa esse estudo a intercepção no sentido Nascente/Poente e o seu posterior tratamento e aproveitamento agrícola na zona da Ribeira dos Socorridos. A sua oportunidade foi considerada de pouco interesse pelos Serviços

¹ Engenheiros civis

Técnicos da C. M. Funchal (29/5/69), pelo que a Direcção Geral dos Serviços de Urbanização profere então um despacho em que habilita a C.M. Funchal a empreender novos estudos com a seguinte orientação:

- a) a drenagem deveria ser feita no sentido Poente/Nascente;
- b) É transitoriamente aceite a descarga directa dos esgotos na baía, após a sua concentração na zona baixa da cidade.

No entanto alertava para a indesejável acumulação de detritos, inaceitável a médio prazo, quer estética quer sanitariamente. Mais aconselha a C.M.F. a estudar o lançamento a Este da cidade e a proceder a análise económica de duas soluções: ETAR ou emissário submarino.

O desenvolvimento turístico que entretanto se verificava e que não se compadecia de decisões globais que tardavam a ser tomadas, levaram a que se desenvolve-se nos anos 70 um projecto de execução parcelar que contemplava a drenagem da Frente-Mar, como se designa a toda a zona a Oeste paralela à costa da cidade onde estão implantados a maioria das unidades hoteleiras e infraestruturas turísticas do Funchal.

Em 1971 um Estudo Prévio elaborado para a C.M. do Funchal analisou 3 soluções em que basicamente se propunha a condução das águas residuais para fora do perímetro urbano através de um túnel e a sua rejeição no mar, por emissário submarino.

O estudo económico limitava-se a fazer o balanço entre o custo do túnel, em função do comprimento e o custo do emissário submarino.

Assim em 1975 foi aprovada a solução que previa o lançamento junto à Ribeira de S. Gonçalo a leste do Lazareto, por um emissário submarino com o difusor implantado a cota -50 a cerca de 400 metros da linha de costa.

Na década de 80, na posse de um melhor conhecimento do sistema, foi feito um aprofundamento dos estudos existentes que definiu a solução técnica e economicamente mais favorável. Iniciou-se então o processo para desenvolvimento dos projectos de execução.

SOLUÇÃO ADOPTADA

DRENAGEM

Uma elevada percentagem dos colectores existentes é do tipo unitário, constituídos por

manilhas de betão de diâmetro reduzido, o que se compreende face às elevadas inclinações existentes.

A solução adoptada assumiu a impossibilidade de tornar o sistema separativo, pelo que todos os estudos foram elaborados no pressuposto de continuar a funcionar em regime unitário.

Para tal pontualmente foram construídos alguns colectores secundários que asseguram a ligação ao Interceptor Geral e melhoraram substancialmente a drenagem da cidade em especial nas sua Zona Baixa. Antes da ligação ao Interceptor foram construídos três descarregadores de tempestade do tipo lateral, dimensionados para seis vezes o caudal médio afluente, valor este que serviu de base ao dimensionamento do Interceptor.

INTERCEPTOR

O interceptor tem o seu início junto à ribeira de S. João, onde entram dos caudais afluentes da zona ocidental da Cidade. Desenvolve-se pela Av. Arriaga. Inflexão depois para a Av. Marginal. A passagem das duas ribeiras que atravessam a zona central da cidade; S. Luzia e João Gomes, obrigou à construção de um sifão com três tramos, após o qual se faz a ligação à ETAR. Com a sua construção ficaram interceptadas todas as águas residuais da cidade do Funchal.

O interceptor com diâmetros variando entre 1,0 e 1,6 metros é constituído por manilhas de betão pré-esforçado, com junta de anel de borracha de modo a garantir a estanquicidade, pois nalguns troços está implantado a baixo do nível freático.

ETAR

A ETAR foi concebida com um sistema de gradagem grosseira de 20 mm dimensionada para 4,2 m³/s após o que, por meio de descarregadores de crista variável, se limita o caudal para jusante a 2,1 m³/s.

Um desarenador de planta circular equipado com uma ponte raspadora que encaminha as areias para um poço de bombagem de onde são enviadas para um classificador para separação e posterior armazenamento em contentores.

A retenção de sólidos de menores dimensões é feita em três tamisadores sendo dois equipados com uma rede de malha de 0,5 mm e um com uma malha de 1,5 mm. A estação está preparada para funcionar normalmente com os tamisadores mais finos e em períodos de

EMISSÁRIO SUBMARINO

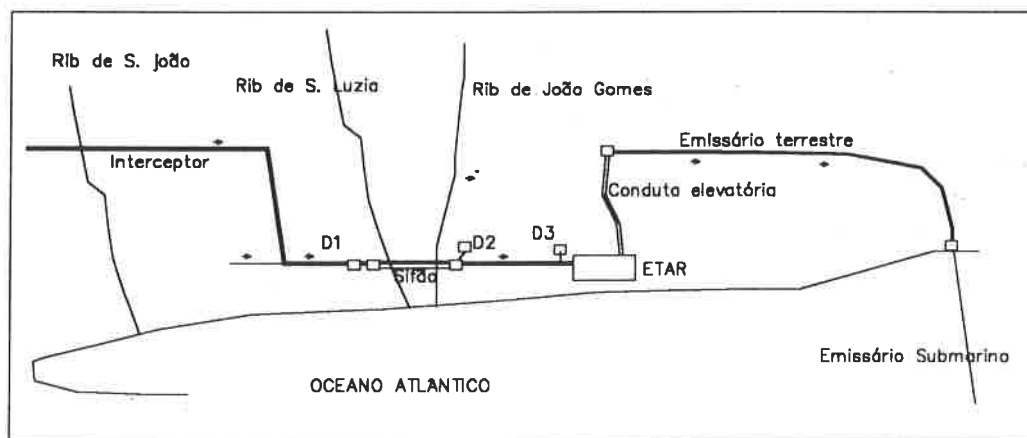
Com base nos resultados das campanhas de caracterização física (correntes e temperaturas) e biológica do meio receptor e tendo em conta as limitações impostas pela existência de zonas de ancoradouro a oeste e a Reserva Natural do Garajau a leste, definiu-se o local de implantação do emissário submarino.

Com o apoio do Instituto Hidrográfico da Marinha Portuguesa foi feito o levantamento dos fundos no local de implantação do emissário submarino.

A solução adoptada consistiu em implantar um emissário de ϕ 1200 em tubagem de polietileno de alta densidade, sendo a sua estabilidade assegurada por pesos de betão armado distribuídos ao longo da tubagem. O Emissário tem um comprimento total de 500 m, sendo os últimos 100 metros de difusor, que atinge no ponto mais baixo a cota -50,00 m.

Construtivamente o emissário foi montado em troços de 900 metros, num estaleiro junto ao Porto do Funchal, rebocado para o local e afundado. No local de implantação foi construído um pequeno estaleiro de apoio e um cais provisório para acostagem das embarcações pois todo o serviço foi efectuado por via marítima face a não existência de acesso por terra.

ESQUEMA GERAL

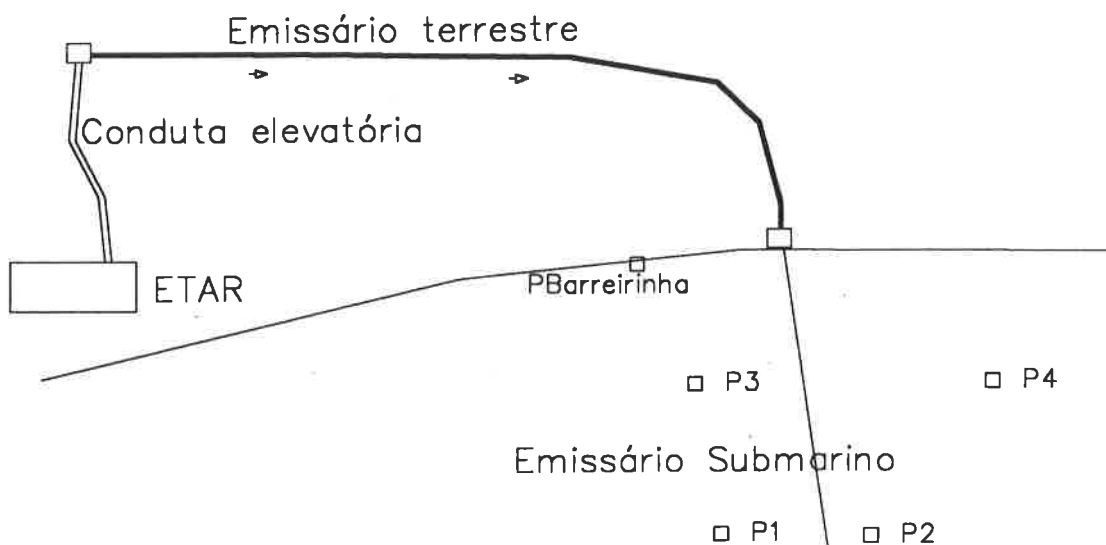


EXECUÇÃO DA OBRA.

Num prazo de três anos concluíram-se sucessivamente as várias fases do sistema; ETAR, Emissário Terrestre e Emissário Submarino, entrando o sistema em funcionamento durante o ano de 1994.

EXPLORAÇÃO DO SISTEMA.

De acordo com o previsto no Caderno de Encargos a equipa que construiu a ETAR, encarregou-se da sua gestão e manutenção no período inicial. Posteriormente foi lançado um concurso público para a gestão e manutenção do sistema tendo-se iniciado um novo período de 5 anos que está actualmente a decorrer. Periodicamente são efectuadas análises às águas residuais afluentes, ao efluente tratado e é desenvolvida uma campanha de recolha de amostras de água do mar em 6 pontos previamente definidos, dois dos quais se situam nas praias da Barreirinha e do Garajau.

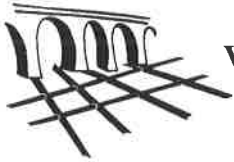


A análise desses dados confirmam razoavelmente os valores estimados na fase de

projecto, sendo no entanto de salientar que no caso das areias e óleos e gorduras, constatou-se existir uma grande discrepância.

As areias afluentes à ETAR que de acordo com os dados obtidos atingem valores compreendidos entre 4 e 5 m³ por dia e óleos e gorduras com valores médios diários de 500 l, muito superiores aos inicialmente previstos, levaram a que se instalasse um desengordurador pois a sua presença nos tamisadores obrigava a demorados trabalhos de remoção e limpeza.

As análises efectuados às amostras recolhidas no mar quer nas proximidades do emissário submarino quer nas praias mais próximas apresentam concentrações de coliformes fecais e estreptococos fecais muito baixos e que estão de acordo com as práticas balneares e outras que se processam na zona.



VII ENaSB - Encontro Nacional de Saneamento Básico
Coimbra - 14 a 16 de Fevereiro de 1996

Sistema de Informação Geográfica da Drenagem de Águas Residuais e Pluviais da Cidade de Lisboa - Parte A

Eduardo Ribeiro de Sousa¹⁾, Conceição Granger²⁾,
Ulisses Lages da Silva³⁾, José António Pestana⁴⁾

*Aquasis, Consultores de Engenharia Municipal e Ambiente, Lda.
Av. Engº Arantes e Oliveira, nº 46 1º Esq. 1900 Lisboa, Portugal.*

RESUMO

A Câmara Municipal de Lisboa, através do Departamento de Saneamento (DS), ciente de um conjunto de aspectos condicionantes duma boa gestão dos sistemas de drenagem de águas residuais e de águas pluviais da cidade de Lisboa, tem vindo a promover a constituição de um sistema de informação geográfica, tendo em vista a informatização do cadastro dos referidos sistemas de drenagem. A solução adoptada baseia-se no sistema INFORCAD, sigla abreviada para "Sistema de Informatização do Cadastro de Redes de Serviços e de Apoio à Decisão". Na Parte A desta comunicação, apresenta-se a estrutura da informação adoptada. Na Parte B, são discutidas as principais características do sistema INFORCAD, concebido e desenvolvido para a gestão dessa informação.

¹⁾ Doutor em Engenharia Civil, Professor do IST, Consultor da Aquasis, Lda.

²⁾ Engenheira Civil, Câmara Municipal de Lisboa/Departamento de Saneamento.

³⁾ Engenheiro Civil, Consultor da Aquasis, Lda.

⁴⁾ Engenheiro Civil, Consultor da Aquasis, Lda.

1. INTRODUÇÃO

Do ponto de vista da drenagem de águas residuais, a Cidade de Lisboa encontra-se subdividida em cinco grandes bacias. O âmbito do projecto de informatização do cadastro incide, numa primeira fase, sobre a bacia de Chelas, prevendo-se a sua progressiva ampliação, de modo a abranger as restantes bacias de drenagem.

Metodologicamente, o projecto iniciou-se com uma exaustiva análise e discussão sobre os objectivos que se pretendem atingir com a implementação do sistema de informação geográfica e, conseqüentemente, sobre o tipo e o volume de informação que deveria ser incluído no referido sistema.

A solução adoptada, no que se refere à aplicação a implementar, baseia-se no sistema INFORCAD, nomeadamente o seu módulo de sistemas de drenagem de águas residuais e pluviais, tendo o mesmo sido adaptado às necessidades e especificidades do DS.

Os elementos dos sistemas de drenagem de águas residuais e de águas pluviais, que se concluiu deverem ser considerados na constituição do sistema de informação, foram os seguintes:

- ▶ rede de colectores: colectores e nós;
- ▶ órgãos acessórios gerais: câmaras de visita, câmaras de corrente de varrer e sarjetas;
- ▶ órgãos acessórios especiais: sifões invertidos, descarregadores de tempestade e bacias de retenção;
- ▶ instalações e condutas elevatórias: estações elevatórias, estações de gradagem, condutas elevatórias, válvulas, ventusas, válvulas de retenção;
- ▶ instrumentação: medidores de caudal;
- ▶ outros órgãos: válvulas de maré, pontos de injeção, quedas sem caixas, "bocas de lobo", pontos de sondagem.

Nos capítulos que se seguem, apresenta-se a estrutura da informação adoptada. Na Parte B desta comunicação, discutem-se as principais características do sistema INFORCAD.

2. ESTRUTURA DA INFORMAÇÃO

O sistema INFORCAD, tal como a generalidade dos sistemas de informação geográfica, é constituído pela associação de duas componentes de informação: uma de características gráficas e uma outra de características alfanuméricas, intimamente relacionadas. Deste modo, a estrutura de informação adoptada contempla as duas componentes referidas.

2.1 Informação gráfica

A informação gráfica incluída no sistema de informação compreende a cartografia digital e o cadastro dos sistemas de drenagem de águas residuais e de águas pluviais da Cidade de Lisboa.

Um dos principais objectivos da constituição do cadastro informatizado é o conhecimento objectivo da localização dos órgãos que constituem a infra-estrutura a que diz respeito. Particularmente, no que se refere às infra-estruturas de um sistema de drenagem de águas residuais e pluviais, é fundamental o registo de referências claras quanto à localização dos órgãos, sendo estas referências normalmente de natureza geográfica. Tais referências são mais facilmente identificáveis quando existentes sob a forma gráfica, razão pela qual é importante dispor, na interface gráfica, da cartografia digital de toda a área abrangida; no caso da Cidade de Lisboa, esta cartografia é constituída por aproximadamente 250 cartas à escala 1:1 000.

A cartografia digital adoptada foi adquirida à EPAL, Empresa Portuguesa das Águas Livres, S.A., tendo sido produzida, inicialmente, para servir de base de informação geográfica ao cadastro do sistema de distribuição de água à Cidade de Lisboa. Esta cartografia digital apresenta uma característica peculiar que, como se irá descrever no capítulo seguinte, é fundamental para a gestão do volume de informação a visualizar, em cada sessão de trabalho, com o sistema INFORCAD. De facto, para cada carta à escala 1:1 000 (40 ha de área) existem dois ficheiros de cartografia digital: um ficheiro incluindo a

informação dos "exteriores", isto é, dos traçados necessários e suficientes à definição do designado "espaço público"; um outro com a representação da informação dos "interiores", isto é, toda a informação não considerada no ficheiro de "exteriores" e que, com ela, constitui uma base cartográfica completa. Em cada um destes ficheiros, a cartografia digital está estruturada por camadas (ou níveis) constituídas por informação da mesma natureza.

Nas Fig. 1 e 2 apresentam-se, a título ilustrativo, extractos de uma carta à escala 1:1 000 da cartografia digital utilizada, onde é patente, na Fig. 1, a base cartográfica completa e, na Fig. 2, a mesma área apenas com a representação da informação de "exteriores".

A informação gráfica relativa ao cadastro dos sistemas de drenagem de águas residuais e de águas pluviais da Cidade de Lisboa está organizada em harmonia com as bacias de drenagem existentes e de acordo com o conceito de "estado de informação".

Assim, para cada bacia de drenagem, existe um ficheiro com toda a informação relativa ao cadastro dos sistemas de drenagem (infra-estruturas construídas) e um conjunto adicional de ficheiros, incluindo, cada um deles, o conjunto de informação relativa a um dado projecto de ampliação e/ou remodelação (infra-estruturas em projecto).

Em cada um dos ficheiros mencionados, a informação, tal como para a cartografia digital, está estruturada por camadas (ou níveis) constituídas por elementos da mesma natureza.

Os elementos que constituem os sistemas de drenagem de águas residuais e de águas pluviais são representados, na interface gráfica, por simbologia adequada e por um conjunto de algumas das suas características alfanuméricas designadas genericamente por atributos.

Na Fig. 3 apresenta-se, a título ilustrativo, a simbologia adoptada para a representação, na interface gráfica, dos diferentes tipos de colectores e nós que constituem os sistemas de drenagem e respectivo posicionamento dos atributos.

2.2 Informação alfanumérica

Os elementos de cadastro dos sistemas de drenagem de águas residuais e de águas pluviais, que constituem o sistema de informação geográfica, são estruturados em tabelas

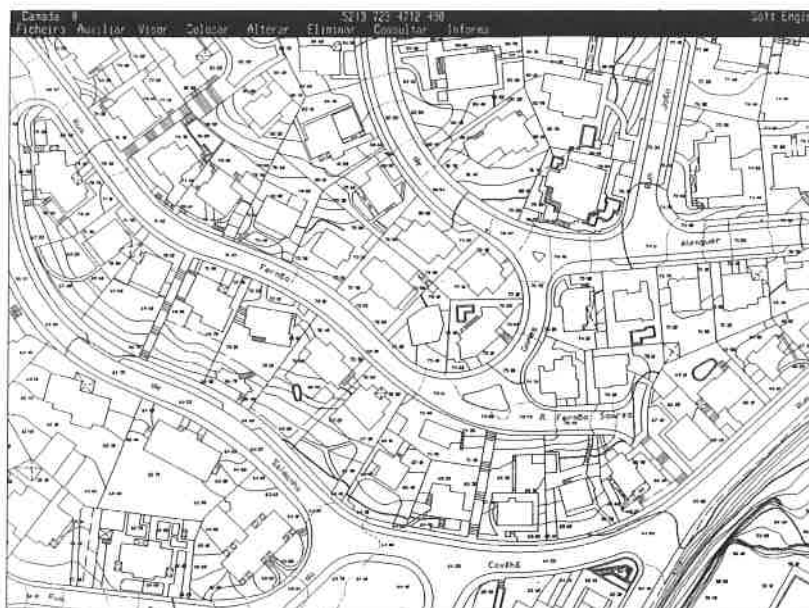


Fig. 1 - Extracto de uma carta à escala 1:1000 da cartografia digital completa.

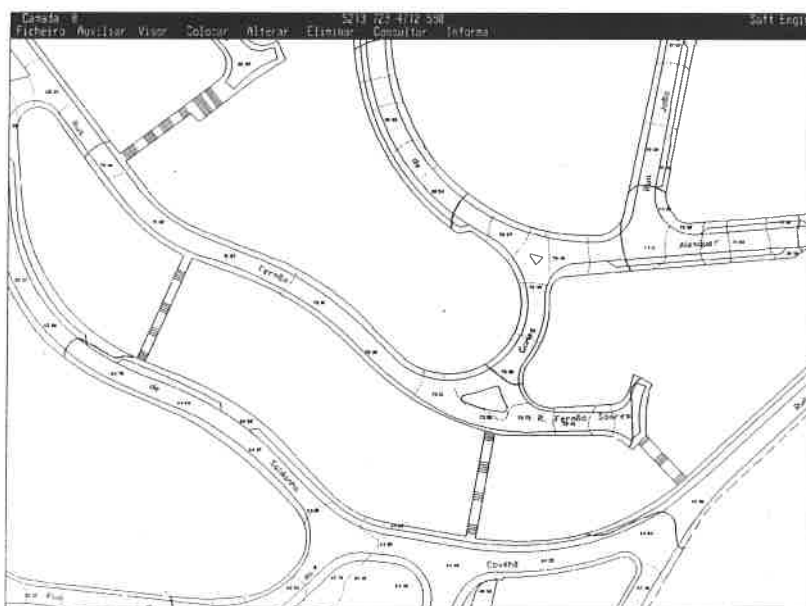


Fig. 2 - Extracto de uma carta à escala 1:1000 com a representação dos "exteriores".

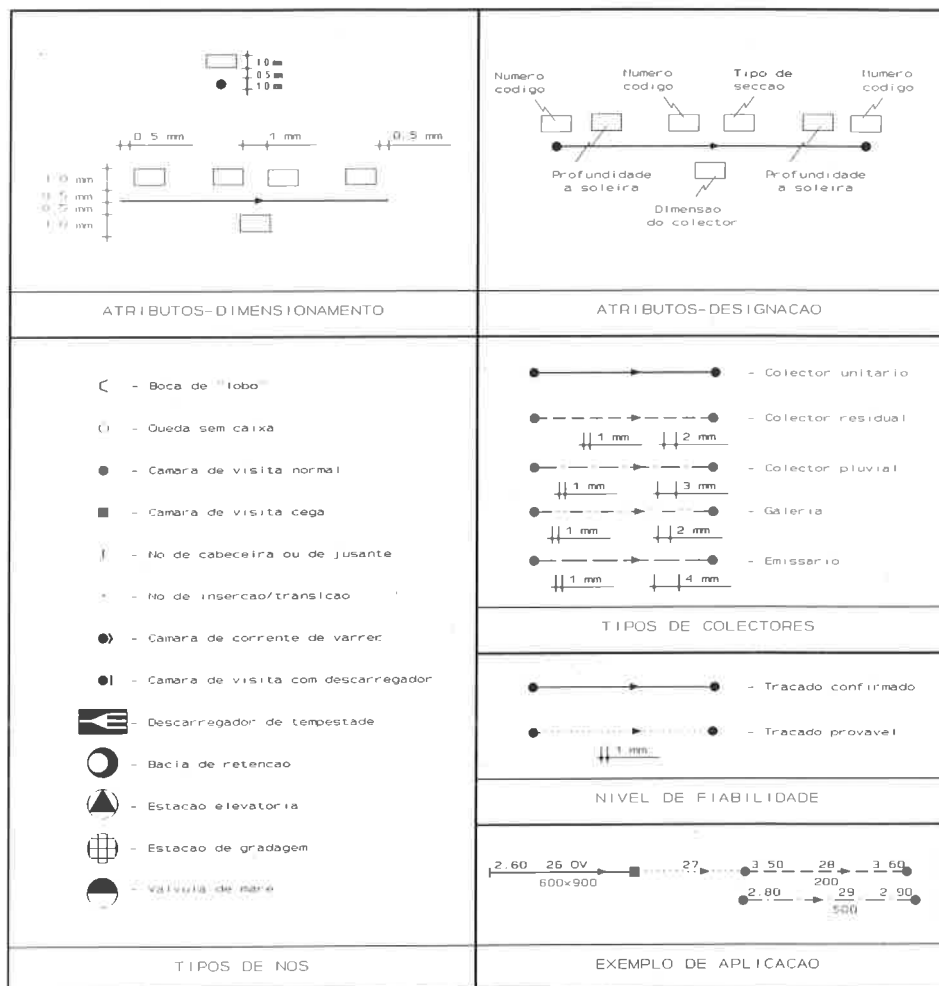


Fig. 3 - Representação de colectores e nós.

cujas colunas correspondem ao conjunto dos parâmetros de caracterização de cada elemento de cadastro. Sempre que possível é constituída, "à priori", uma lista de códigos com o conjunto de valores que cada um dos parâmetros de caracterização pode assumir ("code-list's"). A título ilustrativo, apresenta-se, no Quadro 1, o conjunto de parâmetros de caracterização adoptados para o elemento colector, e, no Quadro 2, as listas de códigos para alguns desses parâmetros.

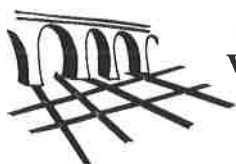
Quadro 1 - Especificação da tabela da base de dados do elemento colector

Característica	Designação da coluna	Característica	Designação da coluna
Código do colector	NRCOLE	Dimensão da secção	DIMSEC
Nó de montante	CAMMON	Comprimento do colector	COMCOL
Nó de jusante	CAMJUS	Data de actualização	DATACT
Natureza do material	MATERI	Tipo de colector	TIPCOL
Carta de cadastro	CARCAD	Ano de instalação	ANOINST
Bacia de drenagem	BACDRE	Tipo de recobrimento	TIPREC
Profundidade a montante	PROMON	Número do arruamento	NRARRU
Profundidade a jusante	PROJUS	Nível de fiabilidade	NIVFIA
Tipo de secção	TIPSEC	Observações	OBSERV

Quadro 2 - Lista de códigos de características de colectores aceites pelo INFORCAD

Característica	Designação da coluna	Domínio	
		Código	Designação
Natureza do material	MATERI	AC	Aço
		ALP	Alvenaria pedra
		ALT	Alvenaria tijolo
		BA	Betão armado
		BS	Betão simples
		CA	Cascões
		FC	Fibrocimento
		FD	Ferro fundido dúctil
		GR	Grés cerâmico
		PEA	Policetileno de alta densidade
		PRV	Poliéster reforçado a fibra de vidro
		PVC	Policloreto de vinilo
NC	Não conhecida		
Tipo de secção	TIPSEC	AA	Arco abatido
		CN	Canceiro
		CI	Circular
		N1	Nova 1
		OV	Oval/Ovóide
		RE	Rectangular
		SA	Sainel
		TP	Trapezoidal
NC	Não conhecida		
Tipo de colector	TIPCOL	EM	Emissário
		PL	Pluvial
		RE	Residual
		UN	Unitário
Tipo de recobrimento	TIPREC	EN	Encamizamento
		EB	Envolvimento em betão
		LA	Lajetas
		NO	Normal
		OT	Outro
Nível de fiabilidade	NIVFIA	CO	Confirmado
		PR	Provável

Para além das tabelas com informação sobre os elementos de cadastro, existe um conjunto adicional de tabelas onde são armazenados dados fundamentais para um eficaz funcionamento do sistema, nomeadamente: a tabela de utilizadores, onde são arquivadas os seus nomes, permissões de acesso ao sistema, palavra-chave e restantes características, bem como os tempos de utilização; a tabela de arruamentos, onde se encontra codificado o roteiro de ruas da Cidade de Lisboa; a tabela de abreviaturas, onde se arquiva, para cada designação mais comumente utilizada, a respectiva abreviatura.



VII ENaSB - Encontro Nacional de Saneamento Básico
Coimbra - 14 a 16 de Fevereiro de 1996

Sistema de Informação Geográfica da Drenagem de Águas Residuais e Pluviais da Cidade de Lisboa - Parte B

Eduardo Ribeiro de Sousa¹⁾, Conceição Granger²⁾,
Ulisses Lages da Silva³⁾, José António Pestana⁴⁾

*Aquasis, Consultores de Engenharia Municipal e Ambiente, Lda.
Av. Engº Arantes e Oliveira, nº 46 1º Esq. 1900 Lisboa, Portugal.*

RESUMO

A Câmara Municipal de Lisboa, através do Departamento de Saneamento (DS), ciente de um conjunto de aspectos condicionantes duma boa gestão dos sistemas de drenagem de águas residuais e de águas pluviais da cidade de Lisboa, tem vindo a promover a constituição de um sistema de informação geográfica, tendo em vista a informatização do cadastro dos referidos sistemas de drenagem. A solução adoptada baseia-se no sistema INFORCAD, sigla abreviada para "Sistema de Informatização do Cadastro de Redes de Serviços e de Apoio à Decisão". Na Parte A desta comunicação, apresenta-se a estrutura da informação adoptada. Na Parte B, são discutidas as principais características do sistema INFORCAD, concebido e desenvolvido para a gestão dessa informação.

¹⁾ Doutor em Engenharia Civil, Professor do IST, Consultor da Aquasis, Lda.

²⁾ Engenheira Civil, Câmara Municipal de Lisboa/Departamento de Saneamento.

³⁾ Engenheiro Civil, Consultor da Aquasis, Lda.

⁴⁾ Engenheiro Civil, Consultor da Aquasis, Lda.

1. INTRODUÇÃO

Do ponto de vista da drenagem de águas residuais, a Cidade de Lisboa encontra-se subdividida em cinco grandes bacias. O âmbito do projecto de informatização do cadastro incide, numa primeira fase, sobre a bacia de Chelas, prevendo-se a sua progressiva ampliação, de modo a abranger as restantes bacias de drenagem.

Metodologicamente, o projecto iniciou-se com uma exaustiva análise e discussão sobre os objectivos que se pretendem atingir com a implementação do sistema de informação geográfica e, conseqüentemente, sobre o tipo e o volume de informação que deveria ser incluído no referido sistema.

A solução adoptada, na que se refere à aplicação a implementar, baseia-se no sistema INFORCAD, nomeadamente o seu módulo de sistemas de drenagem de águas residuais e pluviais, tendo o mesmo sido adaptado às necessidades e especificidades do DS.

Os elementos dos sistemas de drenagem de águas residuais e de águas pluviais, que se concluiu deverem ser considerados na constituição do sistema de informação, foram os seguintes:

- ▶ rede de colectores: colectores e nós;
- ▶ órgãos acessórios gerais: câmaras de visita, câmaras de corrente de varrer e sarjetas;
- ▶ órgãos acessórios especiais: sifões invertidos, descarregadores de tempestade e bacias de retenção;
- ▶ instalações e condutas elevatórias: estações elevatórias, estações de gradagem, condutas elevatórias, válvulas, ventusas, válvulas de retenção;
- ▶ instrumentação: medidores de caudal;
- ▶ outros órgãos: válvulas de maré, pontos de injeção, quedas sem caixas, "bocas de lobo", pontos de sondagem.

Na Parte A desta comunicação, apresenta-se a estrutura da informação adoptada. Nos capítulos que se seguem, discutem-se as principais características do sistema INFORCAD.

2. SISTEMA INFORCAD

O sistema INFORCAD, sigla abreviada para Sistema de Informação do Cadastro de Redes de Serviços e de Apoio à Decisão, é uma aplicação desenvolvida por técnicos da Aquasis e vocacionada para a gestão de redes de serviços. Mais do que um programa de computador genérico, o sistema INFORCAD é uma aplicação desenvolvida e orientada para situações específicas, de forma a reflectir a estrutura de informação adoptada e cumprir o conjunto de objectivos pretendidos por uma dada entidade gestora.

O sistema INFORCAD assenta em alguns conceitos gerais, dos quais se salientam:

- ▶ espaço de cartografia contínua;
- ▶ permissões de acesso;
- ▶ estrutura modular.

Embora a cartografia digital esteja estruturada, tal como referido na Parte A desta comunicação, em múltiplos ficheiros, contendo cada um deles informação respeitante a uma determinada área geográfica, para o utilizador este aspecto é totalmente transparente. O sistema INFORCAD efectua uma gestão automática dos ficheiros de cartografia digital, de modo a que o volume de informação visualizada pelo utilizador corresponda ao nível de aproximação que este efectua sobre uma determinada área de trabalho, dando a noção de se estar a operar num **espaço de cartografia contínua**.

Neste processo automático de gestão de ficheiros, o utilizador controla apenas o número máximo de ficheiros que deve ser carregado em simultâneo e o nível de informação a visualizar (cartografia completa ou apenas "exteriores").

Em alternativa a este procedimento, a gestão dos ficheiros de cartografia digital pode ser totalmente controlada pelo utilizador, isto é, o utilizador pode, em qualquer momento da sessão de trabalho, "carregar" ou "descarregar" um determinado ficheiro.

Subjacente à utilização do sistema INFORCAD está o conceito de **permissões de acesso**, isto é, nem todas as funcionalidades do sistema são acedíveis por todos os utilizadores. Genericamente, existem três tipos de utilizadores diferenciados em três níveis:

nível 1, utilizadores apenas com permissões de consulta; nível 2, utilizadores a que são facultadas, também, as funções de edição (colocação, alteração e eliminação) da informação; nível 3, utilizadores com acesso a todas as funcionalidades do sistema (em geral, apenas o gestor/administrador do sistema).

O sistema INFORCAD é uma aplicação com uma **estrutura modular**. O núcleo central do sistema é constituído pelos seguintes módulos:

- ▶ base de referência geográfica;
- ▶ gestão e administração do sistema.

Para o cadastro dos sistemas de drenagem de águas residuais e de águas pluviais da Cidade de Lisboa, inclui, ainda, um módulo adicional designado por:

- ▶ sistema de drenagem.

Na Fig. 1 apresenta-se a interface gráfica do sistema INFORCAD que permite a selecção do módulo de trabalho.

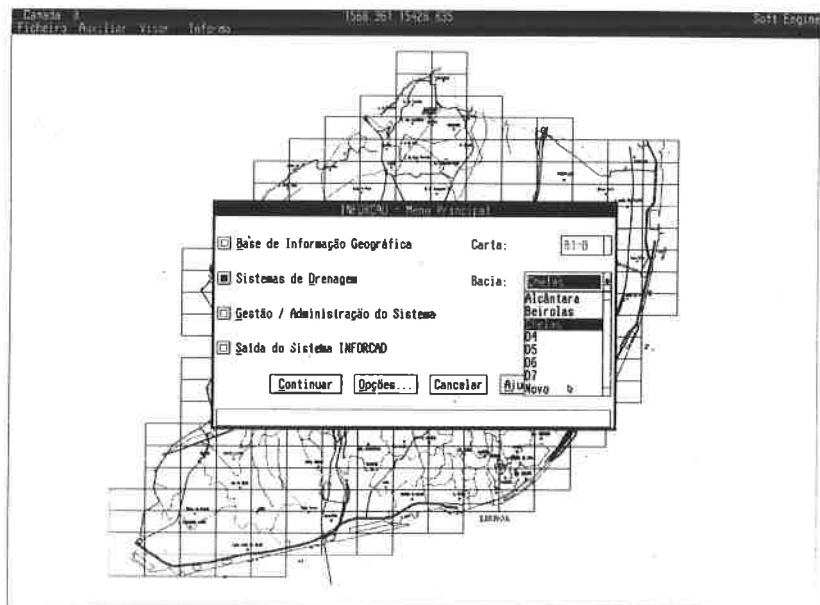


Fig. 1 - Selecção do módulo de trabalho.

2.1 Base de referência geográfica

O sistema INFORCAD, no âmbito do módulo "base de informação geográfica", faculta um completo conjunto de funcionalidades que permitem a actualização dos ficheiros de cartografia digital que servem de georeferenciação do cadastro. Designadamente, através de levantamentos topográficos mandados executar ou executados por equipas do Departamento de Saneamento, ou através de levantamentos executados por terceiros, a informação geográfica poderá ir sendo actualizada até que seja disponibilizado um novo levantamento aerofotogramétrico. Para o efeito, prevê-se um conjunto de níveis de informação, no sentido de estes poderem englobar as actualizações resultantes daqueles levantamentos topográficos; este procedimento permite manter a diferenciação entre a informação resultante do levantamento aerofotogramétrico (mais rigorosa) e a decorrente de levantamentos topográficos (provavelmente menos rigorosa).

2.2 Gestão e administração do sistema

O sistema INFORCAD, no âmbito da gestão e administração do sistema, faculta um conjunto de funcionalidades que permitem desenvolver as seguintes actividades:

- ▶ proceder à gestão de utilizadores, isto é, credenciar novos utilizadores, atribuindo-lhes uma palavra-chave e um nível de acesso ao sistema compatível com as suas funções, desactivar utilizadores e alterar as suas características;
- ▶ realizar estatísticas de utilização, isto é, produzir periodicamente mapas resumo dos tempos de utilização do sistema de informação;
- ▶ proceder à gestão de arruamentos, isto é, proceder, sempre que necessário, às actualizações da tabela de ruas da Cidade de Lisboa e produzir listagens sobre os arruamentos codificados e respectivas características (p.e., extremos, cartas 1:1000 onde se localiza);
- ▶ realizar um conjunto de procedimentos de rotina para garantir a manutenção do sistema de informação, designadamente, compactação da informação, realização de cópias de segurança, quer da informação gráfica, quer da alfanumérica, e

reposição, sempre que necessário, das cópias de segurança efectuadas.

Às funcionalidades enunciadas apenas tem acesso o gestor/administrador do sistema.

2.3 Sistemas de drenagem

Genericamente, são facultados ao utilizador, no âmbito do módulo dos sistemas de drenagem, funções que permitem proceder à actualização da informação (colocação, alteração/edição e eliminação) e à sua consulta.

A selecção do tipo de actividade a desenvolver pelo operador, bem como o modo de gestão dos ficheiros de cartografia digital, é efectuada pela definição de um conjunto de variáveis de ambiente de acesso ao sistema. Na Fig. 2 apresenta-se a interface gráfica utilizada pelo sistema INFORCAD para a definição dessas variáveis.

Dada a grande diversidade de funcionalidades de actualização e consulta disponibilizadas pelo sistema INFORCAD, no âmbito desta comunicação serão apresentadas aquelas que, do ponto de vista dos autores, são mais representativas, designadamente:

- ▶ codificação digital de colectores;
- ▶ produção de relatórios;
- ▶ produção de saídas gráficas.

Antes de iniciar a **codificação digital de colectores**, o sistema INFORCAD requer que sejam definidas algumas variáveis de ambiente que virão a ser utilizadas durante o processo. Na Fig. 3 apresenta-se a interface gráfica do sistema INFORCAD para a definição dessas variáveis. Com estas variáveis de ambiente, o utilizador define:

- ▶ quais os atributos que, durante o processo de codificação digital, irão permanecer visíveis;
- ▶ quais os valores que algumas das características dos colectores irão assumir, por defeito, durante o processo da sua codificação digital;
- ▶ que condições de traçado irão ser assumidas, por defeito.

Após a definição das variáveis de ambiente, o sistema INFORCAD apresenta um conjunto de opções para a codificação digital dos colectores (Fig. 4), das quais se salientam:

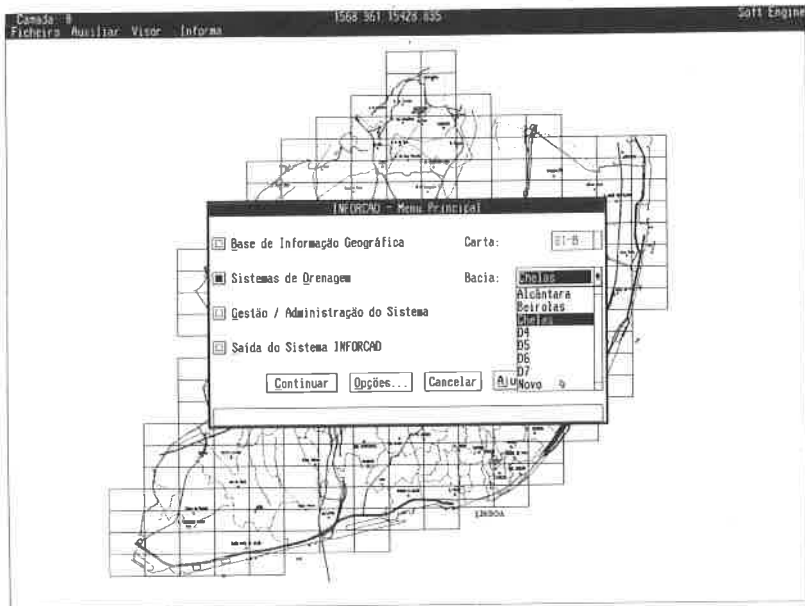


Fig. 2 - Definição das variáveis de ambiente de acesso ao sistema.

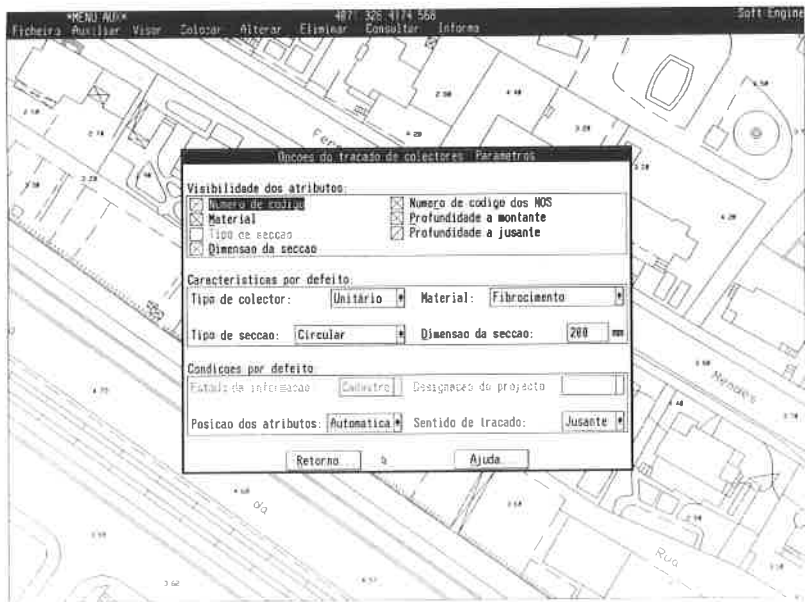


Fig. 3 - Definição das variáveis de ambiente do traçado de colectores.

- ▶ Coordenadas: indicação das coordenadas X, Y, Z do nó de jusante;
- ▶ Traçado: utilização de um traçado previamente existente (p.e., redes de drenagem cujo traçado já existe sob a forma digital, num ficheiro externo, sem, no entanto, obedecerem à lógica do sistema de informação de cadastro);
- ▶ Ficheiros: utilização de um ficheiro externo, com indicação das coordenadas x, y, z dos nós da rede (p.e., ficheiros obtidos a partir da coordenação de caixas de visita, efectuada através de estações totais);
- ▶ Distância: definição do traçado pela indicação, pelo utilizador, de uma determinada direcção (p. e. a fachada de um determinado edifício) e pela digitação do comprimento do colector.

Após a codificação digital do traçado de cada colector, o sistema apresenta a respectiva ficha de características (Fig. 5) para preenchimento pelo operador.

No desenvolvimento da funcionalidade de **produção de relatórios**, pretendeu-se conciliar a maior flexibilidade possível com um grau de automatismo que permitisse padronizar os relatórios a produzir. Deste modo, esta funcionalidade permite ao utilizador para cada elemento do cadastro:

- ▶ seleccionar as colunas que o devem constituir, isto é, indicar as características do elemento de cadastro que deverão constar do relatório;
- ▶ seleccionar o tipo de conteúdo das colunas, isto é, indicar se as características expressas no relatório devem ser escritas com as suas designações completas ou recorrendo à utilização de listas de códigos;
- ▶ seleccionar as colunas a utilizar na ordenação dos relatórios;
- ▶ impôr restrições ao domínio do relatório, isto é, definir determinadas condições utilizando, para o efeito, operadores lógicos e valores por si impostos.

No Quadro 1 apresenta-se, a título ilustrativo, um extracto de um relatório sobre colectores do sistema de drenagem de águas residuais e pluviais da Cidade de Lisboa.

A funcionalidade de **saídas gráficas** apresenta uma grande variedade de opções, quer do ponto de vista de conteúdo, quer de formatos de saída. Os tipos de saída gráfica previstos

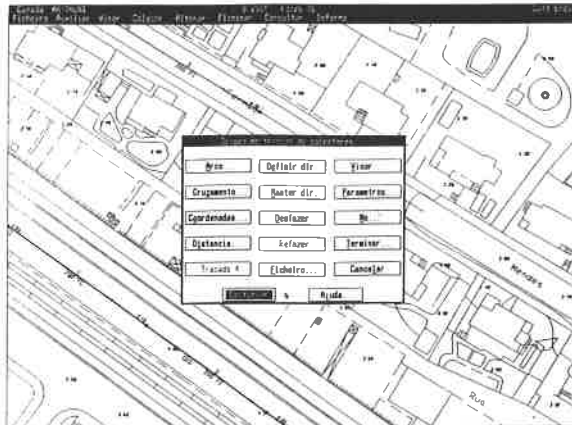


Fig. 4 - Opções para o traçado de coletores.

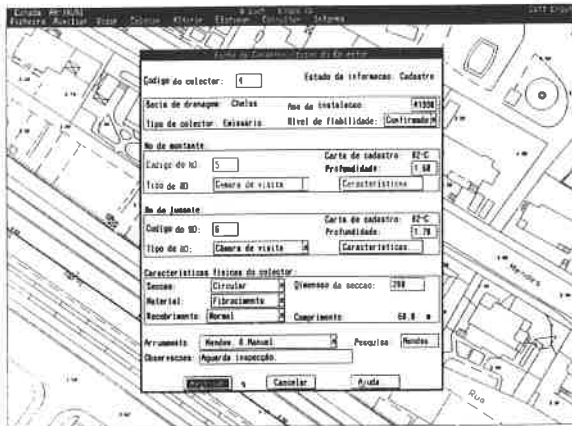


Fig. 5 - Ficha de características de um colector.

são os seguintes:

- ▶ cartografia digital ("exteriores" ou cartografia completa);
- ▶ cartografia digital e cadastro dos sistemas de drenagem de águas residuais e de águas pluviais;
- ▶ cadastro dos sistemas de drenagem de águas residuais e de águas pluviais e toponímia;
- ▶ toda a informação que se encontre visível.

A cada tipo de saída gráfica o utilizador deverá seleccionar a opção de cor a associar à cartografia digital e/ou ao cadastro. Para além da opção de cor, a função solicita que seja indicada a opção de saída, isto é, que seja definida a localização e dimensão da área de saída

gráfica. Caso a opção de saída seja "carta de cadastro", é fixada "à priori" a escala (1:1000) e o formato necessário (A1⁺). Se a opção de saída for "janela", ao utilizador é facultada a definição da escala de saída, considerando-se como válidas as escalas 1:2000, 1:1000 e 1:500, e formato do papel no traçador de gráficos (A0 a A4).

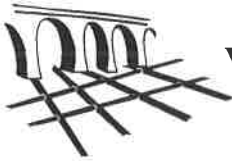
Para além das funcionalidades descritas, o sistema INFORCAD apresenta, ainda, um vasto conjunto de funções de consulta, das quais se enumeram:

- ▶ traçado de perfis longitudinais de colectores;
- ▶ produção de estatísticas sobre os elementos de cadastro;
- ▶ associação, a cada elemento do cadastro, de informações do tipo "raster", designadamente desenhos de pormenor e/ou fotografias;
- ▶ consulta das características de um dado elemento do cadastro, por selecção na componente gráfica;
- ▶ consulta da localização, na componente gráfica, de um conjunto de elementos de cadastro que obedecem a determinadas características comuns;
- ▶ identificação dos colectores e restantes elementos do cadastro que se situem a jusante ou a montante de uma determinada secção de um troço de colector.

Quadro 1 - Extracto de um relatório sobre colectores.

CML DS / Câmara Municipal de Lisboa - Departamento de Saneamento						
INFORCAD - Sistema de Informação de Cadastro e de Apoio à Decisão Drenagem de Águas Residuais e Pluviais da Cidade de Lisboa						
Relatório de COLECTORES						Infocad/Aquisis
						Data 14/09/95
						Pág. 1
Nº	Nó Juss	Nó mont	Comprimento (m)	Material	Nível	Tipo colector
812	1023	1024	58,5	Betão simples	Confirmado	Unitário
813	1024	1025	43,4	Betão simples	Confirmado	Unitário
814	1025	1026	28,2	Betão simples	Confirmado	Unitário
815	1026	1027	54,0	Betão simples	Confirmado	Unitário
816	1027	1028	62,1	Betão simples	Confirmado	Unitário
817	1028	1029	27,3	Betão simples	Confirmado	Unitário
818	1029	1030	44,5	Betão simples	Confirmado	Unitário
819	1030	1031	32,1	Betão simples	Confirmado	Unitário
820	1031	1032	53,4	Betão simples	Confirmado	Unitário
821	1028	1033	54,3	Betão simples	Confirmado	Unitário
822	1033	1034	53,7	Betão simples	Confirmado	Unitário
823	1034	1035	54,5	Betão simples	Confirmado	Unitário
824	1035	1036	47,9	Betão simples	Confirmado	Unitário
825	1036	1037	39,0	Betão simples	Confirmado	Unitário
826	1037	1038	28,8	Betão simples	Confirmado	Unitário
827	1038	1039	20,8	Betão simples	Confirmado	Unitário
828	1039	1040	32,3	Betão simples	Confirmado	Unitário
829	1040	1041	42,2	Betão simples	Confirmado	Unitário
830	1041	1042	63,1	Betão simples	Confirmado	Unitário
831	1042	1043	24,7	Betão simples	Confirmado	Unitário
832	1028	1055	37,7	Betão simples	Provel	Unitário
833	1055	1056	31,3	Betão simples	Confirmado	Unitário
834	1056	1057	31,4	Betão simples	Confirmado	Unitário
835	1057	1058	53,8	Betão simples	Confirmado	Unitário
836	1058	1059	57,9	Betão simples	Confirmado	Unitário
837	1059	1060	48,0	Betão simples	Confirmado	Unitário
838	1060	1061	46,1	Betão simples	Confirmado	Unitário

Resíduos Sólidos



O Problema dos R.S.U. na Região Centro: Contributos para uma Solução

Luís Leal Lemos¹⁾, António Pais Antunes²⁾

*Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra
Coimbra, Portugal*

RESUMO

Com o objectivo de tentar disciplinar uma situação confusa em matéria de iniciativas no sector dos R.S.U. (Resíduos Sólidos Urbanos), a Comissão de Coordenação da Região Centro e a Universidade de Coimbra estabeleceram em 1993 um Acordo de Cooperação no âmbito do qual deveria ser elaborada uma proposta de solução global para o problema dos Resíduos Sólidos Urbanos (R.S.U.) na Região Centro.

Na presente comunicação, os autores descrevem o contexto em que o referido Acordo surgiu e apresentam os principais elementos do estudo realizado no sentido de dar cumprimento aos respectivos termos, sendo dado um particular destaque às recomendações relativas à composição e funcionamento do sistema a implementar.

INTRODUÇÃO

Em 23 de Setembro de 1993 a Comissão de Coordenação da Região Centro e a Universidade de Coimbra celebraram um Acordo de Cooperação no âmbito do qual deveria ser elaborada uma proposta de solução global para o problema dos Resíduos Sólidos Urbanos (R.S.U.) na Região Centro.

¹⁾ Professor Associado

²⁾ Professor Auxiliar

A presente comunicação apresenta os elementos essenciais do correspondente estudo, realizado no Departamento de Engenharia Civil da referida universidade, e desenvolve-se ao longo de cinco secções: na primeira, caracteriza-se a situação de partida, especificando-se o contexto em que o estudo surgiu; na segunda, apresentam-se as perspectivas de evolução para a produção de R.S.U. no período 1994-2014 (o ano de 2014 foi tomado como ano-horizonte); na terceira, enunciam-se os princípios de base em que deveria assentar a solução a adoptar; na quarta, avaliam-se as alternativas de actuação que se julgou pertinente tomar em consideração; na quinta, descreve-se a proposta de solução para o problema em causa que foi apresentada, referindo-se em pormenor a composição e funcionamento do sistema a implementar.

SITUAÇÃO DE PARTIDA

Ao longo do período 1974-1993, a Região Centro, como aliás todo o País, viveu um processo de mudança de grande amplitude que, designadamente na perspectiva da gestão de R.S.U., se caracterizou por dois aspectos fundamentais: do ponto de vista económico, por um acentuado ritmo de crescimento; do ponto de vista demográfico, por um elevado ritmo de urbanização.

Ambos os aspectos concorreram para que a quantidade de R.S.U. produzidos tenha aumentado assustadoramente (e o termo “assustador” é aqui empregue também em sentido próprio): em 1993, quando se circulava em muitas áreas do País e especialmente na periferia dos centros urbanos, eram muitíssimos os pontos da paisagem que estavam conspurcados pela presença de R.S.U., numa invasão preocupante das áreas habitadas, mesmo (e até sobretudo) das mais densamente povoadas (o que é dramático é o facto de, dois anos volvidos, a situação não ter melhorado e, porventura, ter até piorado).

Dentro desta indesmentível panorâmica geral era, no entanto, difícil caracterizar com rigor a situação existente na Região Centro, ou em qualquer outra, a este respeito, assim como era difícil saber o modo como se havia processado a sua evolução recente; quando muito, era possível “ter uma ideia” de uma e outra com base nos elementos dos Mapas de Registo, a despeito de deixarem muito a desejar em termos de fiabilidade e de exaustividade, e no trabalho de levantamento realizado no âmbito da Comissão Nacional do Ambiente entre 1976 e 1978.

Essa ideia pode ser sintetizada do seguinte modo:

a) a capitação de R.S.U.⁽¹⁾ atingia, nos aqui denominados Concelhos de Nível 1, os quatro maiores da região (Aveiro, Coimbra, Leiria e Viseu), um valor na ordem dos 0.80 kg/hab/dia; nos Concelhos de Nível 2, aqueles onde se localizam os outros centros urbanos com algumas tradições de urbanidade, esse valor baixava para algo como 0.65 kg/hab/dia⁽²⁾; nos Concelhos de Nível 3, todos os restantes, o valor baixava ainda mais, para cerca de 0.50 kg/hab/dia;

¹ A expressão “capitação de R.S.U.” é utilizada para designar a produção de R.S.U. por habitante.

² Estes concelhos são todos aqueles outros onde em 1991 era atingida a população de 30000 habitantes, a saber: Águeda, Cantanhede, Castelo Branco, Covilhã, Figueira da Foz, Fundão, Guarda, Ilhavo, Marinha Grande, Ovar, Pombal e Tondela.

- b) a capitação de R.S.U. vinha a aumentar consistentemente, tanto no País como na Região, a uma taxa de cerca de 1.75% ao ano;
- c) a composição dos R.S.U. correspondia sensivelmente à descrição dada no Quadro 1.

R.S.U.	Concelho	Percentagem
Papel	Nível 1	20.0
	Nível 2	16.0
	Nível 3	12.0
Vidro		4.0
Metais		2.5
Fermentáveis	Nível 1	34.0
	Nível 2	38.0
	Nível 3	42.0
Plástico		10.0
Têxteis		4.0
Finos		18.0
Outros		7.5

Quadro 1: Composição dos R.S.U.

Ao aumento da produção de R.S.U., responderam os Municípios com uma melhoria significativa da taxa de cobertura da população por serviços de recolha, tendo-se passado de valores da ordem dos 60 % em 1981 para os cerca de 90% de 1991 (sendo de sublinhar que, em muitos concelhos, se tinha passado a proceder à recolha separativa do vidro, em alguns deles à do papel, e em raros casos à de outros materiais⁽³⁾).

Ao referido esforço não correspondeu, no entanto, o necessário cuidado no que respeita à deposição dos R.S.U., pois esta não era, como continua a não ser, efectuada em condições correctas em nenhum dos concelhos da Região; em muitos deles o que continuava a existir eram lixeiras, com queima a céu aberto (certamente a pior solução); noutros, vazadouros mais ou menos controlados (os melhores eram provavelmente o de Coimbra e o da Covilhã); em nenhum deles se dispunha de um aterro que pudesse ser considerado como estando devidamente construído à luz dos conhecimentos técnicos actuais.

PERSPECTIVAS DE EVOLUÇÃO

Para definir uma proposta global para a gestão dos R.S.U. na Região Centro é necessário perspectivar a evolução da quantidade de R.S.U. produzida nos seus diferentes concelhos que é necessário tratar.

A referida evolução depende de três factores: da evolução da população residente dos concelho (enquanto factor indicativo da dimensão das actividades de produção e consumo nele realizadas); da evolução da respectiva capitação de R.S.U.; e da evolução das taxas de separação na fonte (consumidores, empresas, instituições).

³ Um trabalho publicado no decurso do período em que o estudo foi realizado (Quercus [1993]) dá uma panorâmica bastante completa da situação existente na altura na Região Centro em matéria de recolha separativa.

Em relação à evolução da população residente, considerou-se ser apropriado proceder do seguinte modo: primeiro, extrapola-se a população da Região para o ano de 2014 com base nas observações dos Recenseamentos de 1950, 1960, 1981 e 1991 (o Recenseamento de 1970 nunca foi publicado em termos definitivos, e os resultados preliminares são considerados pouco fiáveis); depois, efectuou-se uma estimativa da população em cada concelho admitindo que a variação da população na Região se vai repartir pelos diferentes concelhos na proporção da variação da população do concelho verificada na década de 1981-1991.

Em relação à evolução da capitação de R.S.U., considerou-se ser legítimo admitir que o aumento do respectivo valor continuará a dar-se ao mesmo ritmo a que se deu no passado recente, não sendo de prever que, no estágio de desenvolvimento do País, enquanto se não concluir o processo de urbanização em curso, se venha a verificar proximamente o abrandamento que esses ritmos estão a revelar em países mais desenvolvidos e urbanizados.

Em relação às taxas de separação na fonte, considerou-se ser importante, na perspectiva de dois dos R da política dos 3R recomendada na ECO 92⁽⁴⁾, e ser possível atingir, em 2014, taxas da ordem dos 25% tanto no que respeita ao vidro como ao papel (os valores de 1993 eram de 12,5% no caso do vidro e insignificantes no caso do papel) ⁽⁵⁾.

Das hipóteses referidas resultaram os valores apresentados no Quadro 2 para a quantidade de R.S.U. produzidos, segundo o destino (valores médios no período em consideração).

PRINCÍPIOS DE BASE

Ao definir uma proposta global para a gestão dos R.S.U. em um dado território é necessário ter presente alguns princípios de base.

Esses princípios, que se encontram expressos em múltiplos compêndios universitários e guias práticos (a saber, entre outros: Pfeffer [1992], Tchobanoglous & al. [1993], Agence de l'Environnement et de la Maîtrise de l'Energie [1993], Commission des Communautés Européennes [1981], United States Environmental Protection Agency [1989]), são os seguintes:

— A gestão de R.S.U. só será correcta em termos económicos e ambientais se o destino final dos resíduos for um aterro sanitário construído e operado em conformidade com as boas regras aplicáveis (regras essas que são enunciadas nas obras acima citadas, e em um outro relatório produzido no âmbito do Acordo de Cooperação).

— A deposição dos R.S.U. nos referidos aterros pode ser precedida de algum processamento (separação, compostagem, compactação, incineração), com o objectivo de reduzir o volume dos resíduos a depositar e o espaço por eles ocupado.

⁴ A ECO 92 foi a grande conferência mundial sobre o Ambiente promovida pela O.N.U. no Rio de Janeiro em 1992; a política dos 3R é a política aí recomendada no sentido de se privilegiarem três atitudes na gestão dos resíduos sólidos: Reduzir; Reutilizar; Reciclar.

⁵ Esta é também a meta proposta em Greenwood [1991].

CONCELHOS	PRODUÇÃO (ton/dia)	REUTIL./RECICL. (ton/dia)		PROCES./DEPOS. (ton/dia)
		VIDRO	PAPEL	
Águeda	38.70	0.39	1.16	37.15
Aguieira da Beira	3.92	0.04	0.12	3.76
Albergaria-a-Velha	15.15	0.15	0.45	14.54
Almeida	6.14	0.06	0.18	5.89
Alvaizere	5.10	0.05	0.15	4.90
Anadia	21.35	0.21	0.64	20.50
Anáxico	7.98	0.08	0.24	7.66
Arganil	7.79	0.08	0.23	7.48
Aveiro	81.38	0.81	2.44	78.12
Bastanha	9.57	0.10	0.29	9.18
Belmonte	5.62	0.06	0.17	5.39
Castanheira de Pinhal	29.76	0.30	0.89	28.57
Carragal do Sul	7.07	0.07	0.21	6.79
Castanheira de Pera	2.36	0.02	0.07	2.26
Castelo Branco	52.01	0.52	1.56	49.93
Castro Daire	10.02	0.10	0.30	9.62
Celorico da Beira	4.70	0.05	0.14	4.52
Coimbra	146.34	1.46	4.39	140.49
Condeixa-a-Nova	8.01	0.08	0.24	7.69
Covilhã	38.54	0.39	1.16	37.00
Estarreja	21.44	0.21	0.64	20.58
Figueira da Foz	69.87	0.70	2.10	67.08
Figueira de Castelo Rodrigo	4.45	0.04	0.13	4.28
Figueró dos Vinhos	4.61	0.05	0.14	4.42
Fornos de Algodres	3.81	0.04	0.11	3.66
Fundão	26.52	0.27	0.80	25.46
Góis	2.72	0.03	0.08	2.61
Gouveia	10.00	0.10	0.30	9.60
Guarda	31.12	0.31	0.93	29.87
Idanha-a-Nova	7.02	0.07	0.21	6.74
Ilhavo	31.02	0.31	0.93	29.78
Lezira	119.04	1.19	3.57	114.28
Lousã	9.28	0.09	0.28	8.91
Mação	4.99	0.05	0.15	4.79
Mangualde	14.70	0.15	0.44	14.11
Maniçgas	2.48	0.02	0.07	2.38
Marinhã Grande	28.81	0.29	0.86	27.66
Mealhada	11.04	0.11	0.33	10.60
Meda	3.73	0.04	0.11	3.58
Mira	8.66	0.09	0.26	8.31
TOTAL	1407.82	14.08	42.23	1351.51

CONCELHOS	PRODUÇÃO (ton/dia)	REUTIL./RECICL. (ton/dia)		PROCES./DEPOS. (ton/dia)
		VIDRO	PAPEL	
Miranda do Corvo	7.14	0.07	0.21	6.86
Monimor-co-Velho	16.45	0.16	0.49	15.79
Montargão	6.42	0.06	0.19	6.16
Murrosia	6.06	0.06	0.18	5.82
Nelas	9.16	0.09	0.27	8.80
Oleiros	3.49	0.03	0.10	3.35
Oliveira de Frades	7.15	0.07	0.21	6.86
Oliveira do Bairro	13.52	0.14	0.41	12.98
Oliveira do Hospital	13.91	0.14	0.42	13.35
Ovar	56.37	0.56	1.69	54.11
Pampilhosa da Serra	2.65	0.03	0.08	2.54
Pedregal Grande	2.20	0.02	0.07	2.11
Penacova	10.42	0.10	0.31	10.00
Penalva do Castelo	5.15	0.05	0.15	4.95
Penamacor	4.22	0.04	0.13	4.05
Penela	3.66	0.04	0.11	3.51
Pinhel	6.97	0.07	0.21	6.69
Pombal	40.93	0.41	1.23	39.29
Porto de Mós	20.54	0.21	0.62	19.72
Proença-a-Nova	6.50	0.07	0.20	6.24
Sabugal	9.41	0.09	0.28	9.03
Santa Comba Dão	6.49	0.06	0.19	6.23
São Pedro do Sul	11.98	0.12	0.36	11.51
São João	8.52	0.09	0.26	8.18
Seia	24.67	0.25	0.74	23.69
Serta	9.37	0.09	0.28	9.00
Sever do Vouga	9.12	0.09	0.27	8.75
Soure	13.43	0.13	0.40	12.89
Távua	8.26	0.08	0.25	7.93
Tondela	20.11	0.20	0.60	19.31
Trocoso	6.21	0.06	0.19	5.96
Vagos	13.07	0.13	0.39	12.55
Vila de Rei	1.74	0.02	0.05	1.67
Vila Nova de Paiva	3.69	0.04	0.11	3.54
Vila Nova de Poiares	3.61	0.04	0.11	3.46
Vila Velha de Ródão	2.72	0.03	0.08	2.61
Viseu	88.35	0.88	2.65	84.82
Vouzela	7.35	0.07	0.22	7.06
TOTAL	1407.82	14.08	42.23	1351.51

Quadro 2: Produção e Destino dos R.S.U. (Valores de Projecto)

Na perspectiva do referido objectivo, a incineração e a compactação são as operações mais relevantes, possuindo as outras alternativas um interesse marginal ou complementar; de facto, a incineração permite reduzir em cerca de 90% o volume dos resíduos a depositar; com a compactação a redução é menos substancial, ficando-se pelos 75%; a compostagem apenas diz respeito à fracção fermentável dos R.S.U., que é, actualmente, na Região Centro, de cerca de 40% do total dos R.S.U. produzidos, e esta percentagem tende a diminuir; a separação apenas é eficaz para a fracção fermentável e a fracção metálica (a separação, nesta fase, de papel, vidro, cartão, plástico ou têxtil, tem escasso interesse, por via da contaminação por contacto que tem lugar na fase de recolha), e não se realiza, normalmente, como um fim em si, mas como elemento de um processo que inclua incineração ou compostagem.

— A incineração é, sem dúvida, uma possibilidade extremamente relevante na perspectiva da redução do espaço necessário para a deposição dos R.S.U., mas, a seu propósito, é quase seguro afirmar que, do ponto de vista económico, é uma solução desfavorável: (quase) todas as opiniões convergem no sentido de afirmar que a incineração de R.S.U. é uma solução mais dispendiosa do que a sua deposição directamente em aterro, e isto não só porque os custos de instalação de uma central incineradora são extremamente importantes, mas também porque os próprios custos de exploração, mesmo se deduzidos das eventuais receitas conseguidas através da produção de vapor e energia, são sensivelmente idênticos aos de um aterro sanitário (e, no caso da incineração, há a adicionar, depois, os custos implicados pela eliminação dos respectivos resíduos — cinzas e escórias)⁽⁶⁾⁽⁷⁾.

— A compactação é, também ela, uma possibilidade bastante relevante na perspectiva da redução do espaço necessário para a deposição dos R.S.U., principalmente quando se tem em conta que pode ser assegurada com base em dispositivos relativamente pouco dispendiosos.

O interesse da compactação é elevado sobretudo se a operação for realizada junto da fonte, como forma de baixar os custos de recolha dos R.S.U., na medida em que permite diminuir os custos de transporte para cerca de 40%; mas pode igualmente ser efectuada apenas junto ao local de deposição dos resíduos.

No caso da compactação ser realizada junto da fonte, a operação poderá em muitos casos ser efectuada com vantagem numa estação de transferência, uma estrutura onde os R.S.U. são retirados de pequenos veículos de recolha, são compactados e, em seguida, são colocados em camiões de elevada capacidade, capazes de transportar grandes quantidades de resíduos a grandes distâncias (um único veículo pode perfeitamente transportar, todos os dias, algo como 30 ton de R.S.U. a uma distância de 100 km).

⁶ Estas considerações respeitam a centrais de incineração extremamente seguras em termos ambientais, de elevado grau de sofisticação tecnológica e, por isso mesmo, com custos elevados, em particular no que respeita a custos fixos (o valor das 300 ton por dia é normalmente apontado como escala mínima).

⁷ Como é evidente, os valores dos custos referidos variam substancialmente (sobretudo os dos aterros sanitários, que dependem muito de condições geológicas); mas é possível deixar alguns valores médios de referência.

a) ATERROS SANITÁRIOS — INVESTIMENTO: 3400 contos por ton/dia de capacidade (ou seja, 0.75 contos por ton depositada admitindo uma taxa de actualização de 8% ao ano); EXPLORAÇÃO: 2 contos por ton depositada.

b) CENTRAIS INCINERADORAS — INVESTIMENTO: 12500 contos por ton/dia de capacidade (ou seja, 2.75 contos por ton incinerada); EXPLORAÇÃO: 2 contos por ton incinerada (já contabilizando 1.4 contos por ton incinerada de receitas com a venda de vapor e energia).

NÍVEIS DO PROBLEMA

A abordagem do problema dos R.S.U. numa região tão vasta quanto a Região Centro não pode, dada a sua complexidade, ser efectuada considerando em simultâneo a totalidade dos aspectos envolvidos, sendo indispensável proceder à sua decomposição em três níveis (ou eventualmente apenas dois, agregando os dois primeiros a seguir referidos).

O primeiro nível é o nível regional.

A este nível está essencialmente em causa definir a localização, a capacidade e a irradiação dos aterros sanitários a implantar no conjunto do território da Região, dado o número máximo de aterros e a irradiação máxima de cada um, no sentido de minimizar os custos de transporte envolvidos⁽⁸⁾; e pode também estar em causa definir a localização, a capacidade e a irradiação de (eventuais) centrais incineradoras, dado o número máximo de centrais e a irradiação máxima de cada uma, no sentido de minimizar o espaço ocupado pelos resíduos.

O número máximo de aterros deve definir-se tendo em atenção a capacidade mínima de cada uma destas unidades para que a sua exploração se possa fazer de forma económica, a qual é de 50 ton por dia no caso dos aterros e de 300 ton por dia no caso das centrais; por outro lado, deve definir-se tendo em atenção as capacidades de investimento e de exploração existentes (a respeito das capacidades de exploração há a frisar que pode haver os meios necessários para financiar uma estrutura sem que contudo haja as aptidões indispensáveis para a operar).

A irradiação máxima de um aterro ou central deve definir-se tendo em conta a possibilidade de transferência: não havendo transferência dos resíduos essa distância não ultrapassará os 20-30 km; havendo, poderá, sem problemas, alargar-se substancialmente, até valores da ordem dos 80-120 km (ou mesmo mais, se as viagens forem realizadas com partidas de dois em dois dias).

O segundo nível é o nível sub-regional.

A este nível está em causa definir a localização, a capacidade e a irradiação das estações de transferência a implantar na área de influência de cada aterro, dada a irradiação máxima de cada estação (20-30 km), no sentido de minimizar o somatório dos custos de transporte envolvidos com os custos de instalação e exploração das estações; e está em causa definir a frota de camiões de transferência a utilizar.

O número máximo de estações deve definir-se tendo em atenção a capacidade mínima de cada uma destas unidades para que a sua exploração se possa fazer de forma económica, a qual é de cerca de 15 ton por dia; por outro lado, deve definir-se tendo em atenção as capacidades de investimento e de exploração existentes, e, para além disso, tendo em atenção o facto de que os lugares situados a menos de 20-30 km do aterro podem fazer a deposição dos R.S.U. directamente no aterro sem passar por nenhuma estação.

O terceiro nível é o nível local.

⁸ Nestes custos englobam-se para além dos custos de aquisição dos veículos, os custos com pessoal (condutor e outros), os custos de combustível e os custos de manutenção.

A este nível está em causa definir a implantação das estruturas a localizar em cada concelho tendo em conta as boas regras aplicáveis; e está em causa definir, para cada concelho, a frota dos veículos que deve proceder à recolha dos R.S.U. nos diferentes aglomerados e bairros do concelho, e, bem assim, definir os percursos a realizar pelos veículos em causa no sentido de minimizar os custos de transporte envolvidos, sabendo que esses percursos incluirão necessariamente o sítio de deposição, seja ele uma estação de transferência ou um aterro sanitário.

A abordagem deste nível do problema esteve, naturalmente, fora do âmbito deste estudo.

ALTERNATIVAS DE ACTUAÇÃO

Com base nas considerações efectuadas nas secções precedentes eliminou-se a hipótese de implantação de centrais incineradoras na Região e seleccionaram-se para estudo as 5 alternativas de actuação descritas no Quadro 4.

ALTERNATIVA	Número de Aterros	Irradiação Máxima (km)
A	32	25
B	16	25
C	8	100
D	6	100
E	4	100

Quadro 3: Alternativas de Actuação

A alternativa A corresponde à definição de um número de aterros que é, aproximadamente, o número máximo ainda compatível com a capacidade mínima de 50 ton por dia por aterro, e à hipótese de não haver estações de transferência; a alternativa B é idêntica, mas apenas com metade do número de aterros, o que tem a virtude da diminuição dos pontos de deposição e do aumento da escala dos aterros, mas tem a desvantagem do aumento dos custos de transporte.

A alternativa C corresponde à definição de um número de aterros já bastante limitado, mais exactamente oito, com o conseqüente acréscimo de vantagens e desvantagens do tipo acima referido, e à hipótese de haver estações de transferência (pois é indispensável dispor, nestas condições, deste tipo de estruturas); as alternativas D e E são idênticas, mas com um número de aterros ainda menor.

As soluções relativas às alternativas especificadas foram calculadas formulando o problema de optimização em causa como modelo da *p*-mediana (com transbordo) e resolvendo o modelo através de uma heurística de pesquisa local desenvolvida especificamente para o efeito (sobre o conceito de modelo da *p*-mediana e, em geral, sobre a problemática dos modelos de localização de equipamentos, ver, por exemplo, Hansen & al. [1987]).

Os custos correspondentes às diferentes alternativas de actuação são, em termos indicativos, aqueles que constam do Quadro 4.

PROPOSTAS DE SOLUÇÃO

Das cinco alternativas descritas na secção precedente a mais favorável no que respeita a custos é a alternativa C.

No entanto, a respectiva implementação seria susceptível de colocar algumas dificuldades, pelo menos enquanto não for construído o IC12, na medida em que envolve o transporte de resíduos através da Serra da Estrela,.

Deste modo, julgou-se conveniente apresentar uma segunda proposta de solução, em que esse transporte não é necessário, e que, em relação à primeira, difere essencialmente pelo facto de os aterros localizados na Covilhã e em Castelo Branco serem deslocados respectivamente para a Guarda e para o Fundão.

As duas propostas encontram-se descritas em pormenor respectivamente nos Quadros 5 e 6 e nas Figuras 1 e 2, onde se referem a localização, a capacidade e a irradiação das infraestruturas a instalar.

Nessas infraestruturas incluem-se, em ambos os casos, para além dos 8 aterros sanitários acima referidos, 7 estações de transferência.

REFERÊNCIAS

Agence de l'Environnement et de la Maîtrise de l'Energie [1993], *Collecte, Traitement et Stockage des Déchets Ménagers — Etat des Techniques*, Angers (France).

Commission des Communautés Européennes [1981], *Le Traitement des Déchets Municipaux Solides — Guide à l'Usage des Responsables Locaux*, Luxembourg.

Hansen, P., M. Labbé, D. Peeters & J.-F. Thisse [1987], "Facility Location Analysis". In Lesourne, J. & H. Sonnenschein (eds.), *Systems of Cities and Facility Location*, Harwood Academic Publishers, London.

Greenwood, S. [1991], *Resíduos Sólidos Urbanos na Região Centro de Portugal*, Comissão de Coordenação da Região Centro, Coimbra.

Pelchat, M. [1993], *Sur les Problèmes Posés par les Déchets Ménagers*, Rapport N° 3246 à l'Assemblée Nationale, Paris.

Pfeffer, J. [1992], *Solid Waste Management Engineering*, Prentice Hall, Englewood Cliffs (New Jersey, USA).

Quercus - Associação Nacional de Conservação da Natureza [1993], *Projecto "Reciclar é Desenvolver"*, Lisboa.

Tchobanoglous, G., H. Theisen & S. Vigil [1993], *Integrated Solid Waste Management*, Mc Graw-Hill, New York.

United States Environmental Protection Agency [1989], *Decision-Makers Guide to Solid Waste Management*, Washington.

ALTERNATIVA	INFRAESTRUTURA			TRANSPORTE (contos/dia)	TOTAL (contos/dia)
	INVESTIMENTO		EXPLORAÇÃO (contos/dia)		
	TOTAL (contos)	EQUIVALENTE (contos/dia)			
A	6468500	1418	3805	140	5363
B	5342760	1171	3143	477	4791
C	4596120	1007	2704	606	4317
D	4596120	1007	2704	807	4518
E	4596120	1007	2704	1204	4915

(preços de 1994)

Quadro 4: Custos das Alternativas

ATERROS SANITÁRIOS		ESTAÇÕES DE TRANSFERÊNCIA	
CONCELHOS	CAPACIDADES (ton/dia)	CONCELHOS	CAPACIDADES (ton/dia)
Aveiro	282.7	Arganil	12.6
Castelo Branco	84.2	Figueiró dos Vinhos	21.4
Coimbra	241.6	Guarda	34.4
Covilhã	181.3	Pinhel	15.9
Figueira da Foz	95.8	Seja	46.7
Leiria	210.2	Sertão	20.2
Mortágua	79.5	Trancoso	13.3
Viseu	176.5		

Quadro 5: Capacidade das Infraestruturas — Solução Proposta nº 1

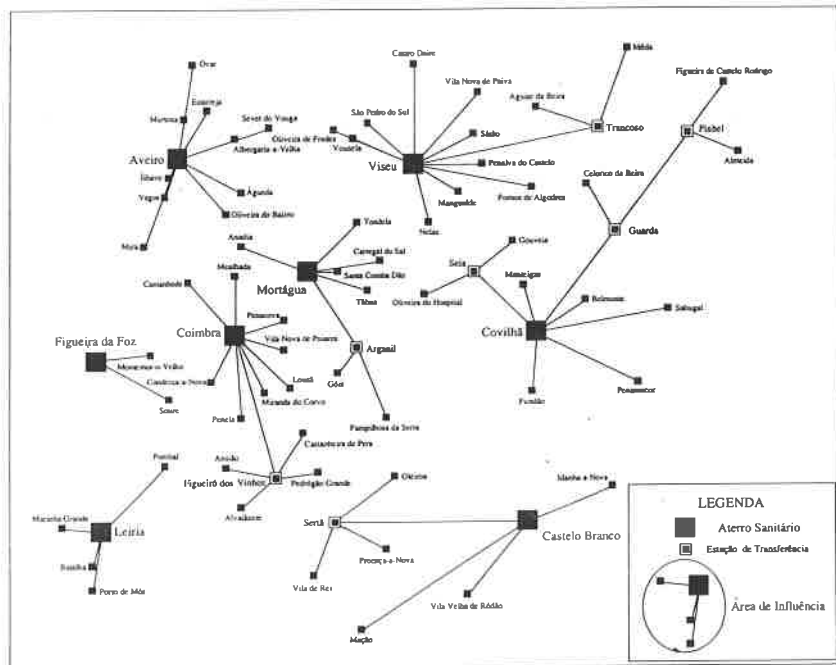
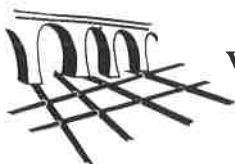


Figura 1: Irradiação das Infraestruturas — Solução Proposta nº 1



VII ENaSB - Encontro Nacional de Saneamento Básico
Coimbra - 14 a 16 de Fevereiro de 1996

A Compostagem como Estratégia para Redução e Valorização de Resíduos Poluentes

Cunha Queda, A.C.¹⁾; Almeida Duarte, E.²⁾ & Campos, L.S.³⁾

*Secção Autónoma de Química Agrícola, Instituto Superior de Agronomia,
Lisboa, Portugal*

RESUMO

A aplicação directa dos efluentes suínícolas tem sido a forma mais utilizada para o aproveitamento e eliminação deste resíduos. Porém, a redução de volume deste tipo de efluentes poluentes pode ser conseguida pela separação da fracção sólido-líquido, obtendo-se um resíduo sólido que pode ser valorizado através da sua compostagem. O produto final é semelhante aos estrumes, tradicionalmente usados na fertilização dos solos agrícolas e cuja utilização tem vindo a decrescer, dada a sua escassez, o que origina o empobrecimento dos solos em matéria orgânica.

Assim, neste trabalho pretende-se estudar a compostagem deste tipo de resíduos, com vista à sua valorização do ponto de vista agronómico.

INTRODUÇÃO

A degradação biológica de resíduos poluentes através da compostagem permite a sua transformação em matéria orgânica humificada; os produtos obtidos, vulgarmente designados por "compostos", são correctivos orgânicos sobretudo devido ao seu contributo em matéria

¹⁾ Assistente

²⁾ Prof. Associado

³⁾ Prof. Catedrático

orgânica, mas funcionam também como fertilizantes dado o seu teor em azoto.

A estabilidade dos “compostos” é muito importante, já que durante a primeira etapa de decomposição da matéria orgânica são produzidos metabolitos que podem tornar-se tóxicos para as plantas. Estas substâncias, genericamente designadas por fitotoxinas, são progressivamente metabolizadas pelos microrganismos no decurso do processo de compostagem. Completado o processo a fitotoxicidade diminui, obtendo-se produtos estáveis e maturados.

Este trabalho teve por objectivo estudar a compostagem de resíduos provenientes de um núcleo suinícola situado numa zona de alta densidade de explorações agro-pecuárias (Montijo), visando a sua redução de volume através de uma separação prévia da fracção sólido-líquido, obtendo-se um resíduo sólido que pode ser valorizado do ponto de vista agrónomico através da compostagem.

MATERIAIS E MÉTODOS

Os materiais utilizados foram: fracção sólida de efluente suinícola (FSES), palha moída (PM) e macroalgas desidratadas (AD) provenientes da Costa Vicentina, tendo sido realizados dois ensaios em paralelo. A dimensão das pilhas foi de 2,5x0,65 m de base e 0,60 m de altura.

O processo de compostagem decorreu numa estação piloto de compostagem do tipo pilha estática, com arejamento forçado.

Foram avaliados os seguintes parâmetros ao longo do processo: temperatura (sonda), % humidade (secagem e gravimetria), % matéria orgânica (perda por calcinação), % azoto total (Kjeldahl), C/N, pH (eléctrodo) e elementos minerais (espectrofotometria de absorção atómica). A fitotoxicidade foi avaliada no produto final e na fracção sólida através de ensaios de germinação com *Lepidium sativum* segundo Zucconi *et al.* (1981a, 1981b).

RESULTADOS

O registo das temperaturas foi efectuado diariamente, em cada uma das pilhas e nas seguintes alturas: 0, 5, 10, 25 e 35 cm. A respectiva evolução é apresentada no gráfico 1.

A evolução da % humidade ao longo do processo de compostagem das duas misturas está representada no gráfico 2.

No gráfico 3 é ilustrada a evolução da razão C/N nas duas misturas a compostar.

A caracterização físico-química é resumida nos quadros 1 e 2.

No que respeita à fitotoxicidade dos “compostos” obtidos e da fracção sólida de efluente suinícola, a sua avaliação é feita com base no Índice de Germinação, cujos resultados são apresentados no quadro 3.

No quadro 4 são apresentados os limites de aceitabilidade e de qualidade para

"compostos" (Collana Ambienti Regione Piemonte, 1992), para que possamos avaliar a qualidade dos "compostos" obtidos neste trabalho com base em alguns parâmetros indicadores de poluição.

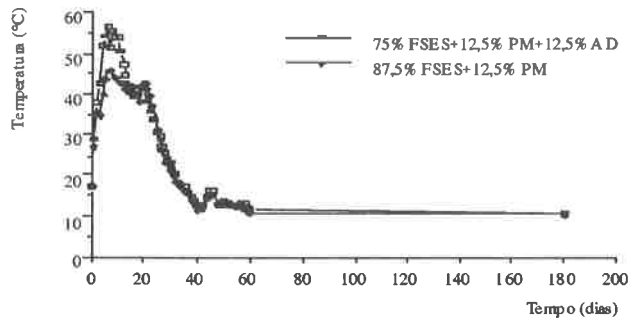


Gráfico 1 - Evolução da temperatura (altura das pilhas 25 cm) nas duas misturas a compostar

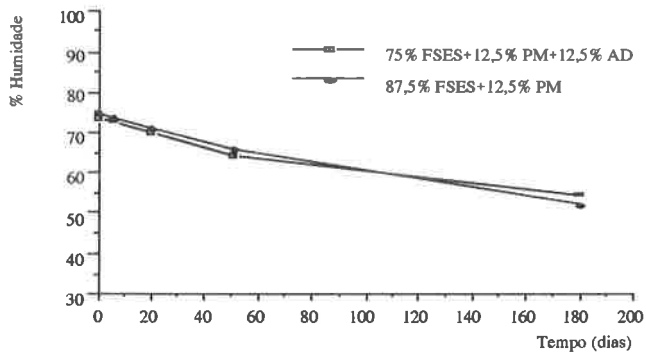


Gráfico 2 - Evolução da % humidade das duas misturas a compostar (altura das pilhas 25 cm)

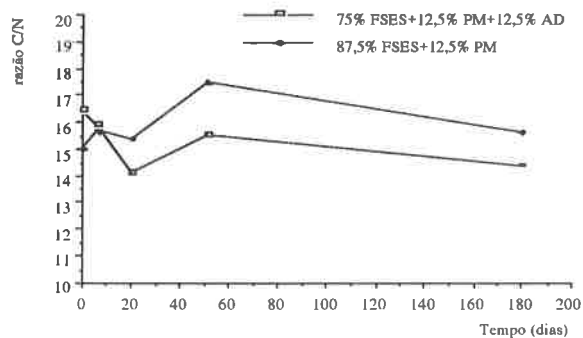


Gráfico 3 - Evolução da relação C/N das duas misturas a compostar (altura das pilhas 25 cm)

Quadro 1 - Caracterização físico-química da mistura 87,5% FSES+12,5% PM ao longo do processo de compostagem

Mistura 87,5% FSES+12,5% PM*	Tempo (dias)				
	0	6	20	51	180
Matéria orgânica (% m.s.)	67,94	65,64	60,86	59,32	58,04
Carbono orgânico (% m.s.)	39,41	38,07	35,30	34,41	33,67
Azoto total (% m.s.)	2,62	2,42	2,28	1,97	2,15
Razão C/N	15,06	15,72	15,44	17,50	15,67
pH	8,4	8,0	7,2	6,9	6,5
Cinza (% m.s.)	32,06	34,36	39,14	40,68	41,96
Na (% m.s.)	0,116	0,129	0,107	0,198	0,150
K (% m.s.)	0,652	0,745	0,759	0,785	0,871
Ca (% m.s.)	2,865	3,370	3,422	3,659	3,542
Mg (% m.s.)	1,375	1,452	1,558	1,521	1,669
Zn (mg/Kg m.s.)	933,46	993,06	1177,01	1148,59	1359,18
Mn (mg/Kg m.s.)	420,49	443,88	507,40	532,45	543,41
Cu (mg/Kg m.s.)	324,05	346,92	394,86	426,87	438,19
Fe (mg/Kg m.s.)	10376,07	11055,82	9771,97	10552,12	19082,32
P ₂ O ₅ (% m.s.)	4,255	4,473	5,159	5,502	5,358

Quadro 2 - Caracterização físico-química da mistura 75% FSES+12,5% PM+12,5% AD ao longo do processo de compostagem

Mistura 75% FSES+12,5% PM+12,5% AD	Tempo (dias)				
	0	6	20	51	180
Matéria orgânica (% m.s.)	63,01	64,04	55,06	53,35	51,55
Carbono orgânico (% m.s.)	36,55	37,15	31,94	30,95	29,90
Azoto total (% m.s.)	2,22	2,34	2,26	1,99	2,08
Razão C/N	16,49	15,90	14,15	15,59	14,38
pH	8,0	8,2	8,0	7,7	7,1
Cinza (% m.s.)	36,99	35,96	44,94	46,65	48,45
Na (% m.s.)	1,097	1,181	1,144	1,097	1,265
K (% m.s.)	3,843	3,993	4,283	4,261	4,411
Ca (% m.s.)	2,816	3,279	3,423	3,552	3,442
Mg (% m.s.)	1,204	1,284	1,321	1,301	1,416
Zn (mg/Kg m.s.)	613,95	678,15	870,69	836,95	959,13
Mn (mg/Kg m.s.)	302,14	330,11	380,78	385,99	414,49
Cu (mg/Kg m.s.)	238,77	258,30	296,64	308,23	308,91
Fe (mg/Kg m.s.)	9537,79	8900,58	8756,63	6924,86	16124,82
P ₂ O ₅ (% m.s.)	3,104	3,337	3,617	3,758	3,826

Quadro 3 - Índice de germinação

Diluição do extracto aquoso	Índice de Germinação (%)			
	1%	3%	10%	30%
FSES	123,0	78,0	56,7	11,5
87,5% FSES+12,5% PM	92,3	93,0	99,1	117,3
75% FSES+12,5% PM+12,5% AD	97,5	96,2	109,5	111,0

Quadro 4 - Características analíticas de qualidade para "compostos"
(Collana Ambienti Regione Piemonte, 1992)

Parâmetros	Limites de aceitabilidade	Limites de qualidade
pH	5,5-8	5,5-8
Cloretos (mg/Kg)	5000	2000
Sulfatos (mg/Kg)	10000	5000
Humidade (%)	40	40
Matéria orgânica (%)	>40	>40
Carbono orgânico (%)	>20	>20
Azoto total mínimo (%)	0,8	1,7
Azoto total máximo (%)	2	3
Azoto amoniacal (%)	0,06	0,06
Azoto nítrico (%)	>0,04	>0,04
Razão C/N	30	20
Razão ác.húmicos/ác.fúlvicos	>1	>1,5
Fósforo total (%)	>0,5	>1,0
Potássio total (%)	>0,4	>0,7
Arsénio (mg/Kg)	10	2,5
Cádmio (mg/Kg)	20	5
Crómio (mg/Kg)	750	500
Cobre (mg/Kg)	1000	500
Mercurio (mg/Kg)	10	2,5
Níquel (mg/Kg)	300	150
Chumbo (mg/Kg)	750	350
Selénio (mg/Kg)	2,5	2,5
Zinco (mg/Kg)	3000	1500
Boro (mg/Kg)	100	40

CONCLUSÕES

Do estudo realizado pode concluir-se:

1 - A mistura 75% FSES+12,5% PM+12,5% AD atingiu até ao 10º dia temperaturas superiores e portanto mais adequadas ao processo;

2 - A % Humidade não sofreu até ao final o abaixamento esperado, o que se atribui ao facto de a temperatura se ter mantido em valores suficientemente elevados durante um curto período de tempo (apenas até ao 10º dia), e devido à altura das pilhas ser reduzida bem como o teor em humidade inicial ser superior ao recomendado, o que não promove uma taxa de evaporação conveniente e inibe a actividade dos microrganismos intervenientes no processo; essa a razão por que, nos ensaios seguintes, se utilizarão pilhas de 1,5 m de altura;

3 - A razão C/N final situa-se abaixo dos limites normalmente recomendados o que se atribui ao facto da razão C/N inicial ter sido baixa, o que deverá ser corrigido em ensaios futuros de forma a originar a ocorrência de uma mineralização mais lenta (que se revelará no aumento do teor em cinza e de elementos minerais) e evitarem-se perdas elevadas de azoto. O valor da razão C/N na mistura 87,5% FSES+12,5% PM é mais elevado no fim do processo que no início, o

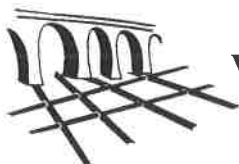
que pode ser atribuído ao facto de a temperatura atingida na fase termófila do processo ser baixa (ver gráfico 1), havendo deste modo predominância de microrganismos mesófilos em detrimento dos termófilos, o que poderá estar relacionado com o abaixamento do pH inicial 8,4 para 6,5 no final da compostagem.

4 - Comparando os resultados apresentados nos quadros 1 e 2 com os recomendados (quadro 3) podemos concluir que os parâmetros de qualidade avaliados nos nossos "compostos" se encontram dentro dos limites de qualidade.

5 - Os valores do Índice de Germinação indicam ausência de fitotoxicidade do produto final (IG>60%), que revela ser o elevado efeito fitotóxico do efluente suínico (FSES) eliminado pela compostagem.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Collana Ambienti Regione Piemonte (1992), *Metodi di Analisi dei Composti*, Torino, Italy.
- Zuconni, F.; Forte, M.; Monaco, A. & Bertoldi, M. (1981b), "Biological Evaluation of Compost Maturity", *BioCycle*, Vol. 22(4), 27-29.
- Zuconni, F.; Pera, A.; Forte, M. & Bertoldi, M. (1981a), "Evaluation Toxicity of Immature Compost Maturity", *BioCycle*, Vol. 22(2), 54-57.



VII ENaSB - Encontro Nacional de Saneamento Básico
Coimbra - 14 a 16 de Fevereiro de 1996

Caracterização física dos Resíduos Sólidos Urbanos produzidos nas áreas dos concelhos de Cascais, Oeiras e Sintra

TERESA M. G. HILÁRIO* e M. J. SOUTEIRO GONÇALVES**

TRATOLIXO, S.A. Apartado 146 - 2775 Carcavelos

RESUMO

Com a presente comunicação defende-se a necessidade de se efectuar uma prévia quantificação e caracterização físico-química quando se pretende eleger uma estratégia de gestão e tratamento dos resíduos sólidos urbanos (RSU) produzidos numa determinada área. Descrevem-se os métodos e as técnicas utilizadas pela TRATOLIXO na caracterização dos RSU produzidos nas áreas dos concelhos de Cascais, Oeiras e Sintra. Estabelece-se comparação entre as características dos RSU produzidos nestes concelhos e os de outras regiões do País.

INTRODUÇÃO

A evolução da civilização industrial e a influência da cultura de massas promoveram nas populações uma mentalidade que associa consumismo a promoção social e económica.

O lixo, gerado desenfreadamente pelas populações, principalmente nos centros urbanos, era, até há algumas dezenas de anos, considerado um produto incómodo, inútil, sem valor económico e encarado com conformismo, como que o tributo a pagar pela melhoria da situação sócio-económica.

A consciencialização do homem actual relativamente às questões ambientais e à saúde pública, aliada à exaustão dos recursos naturais provocada pela crescente industrialização, conduziu a que o lixo fosse encarado sob outro prisma, atribuindo-se-lhe

* Engenheira Técnica de Química

** Engenheiro Agrónomo / Instituto Nacional de Investigação Agrária (INIA) / Laboratório Químico Agrícola Rebelo da Silva (LQARS)

valor económico. A tendência actual é, assim, para uma política de gestão integrada de resíduos, maximizando a reciclagem, por forma a:

- obter matérias primas secundárias com vista à reintegração das mesmas no ciclo produtivo;

- reduzir drasticamente o potencial poluente dos resíduos através do tratamento e deposição final adequados dos componentes perigosos e/ou não recicláveis.

A estratégia para a gestão dos RSU, a definir pelas entidades competentes deverá ser seleccionada em função do prévio conhecimento das quantidades e das características físicas, químicas e microbiológicas dos RSU produzidos nas áreas da sua jurisdição (Gonçalves, 1994).

A quantificação e caracterização física dos RSU fornecem dados fundamentais para o dimensionamento das estruturas necessárias à gestão dos mesmos bem como ao planeamento dos sistemas de recolha.

A caracterização química e microbiológica fornece, igualmente, elementos importantes para a definição da estratégia a adoptar e permite actuar criteriosamente por forma a que as operações de recolha, acondicionamento, tratamento e deposição possam ser levadas a efeito salvaguardando a saúde e segurança do pessoal nelas envolvidos e das populações e, ainda, prevenir eventuais impactes ambientais negativos.

Nesta comunicação indicam-se os objectivos e descrevem-se os métodos utilizados na caracterização física dos RSU na campanha efectuada durante 1994 bem como se procura estabelecer comparação entre as características dos RSU produzidos nas áreas nos concelhos de Cascais, Oeiras e Sintra e noutras regiões do país.

METODOLOGIA SEGUIDA NA CAMPANHA DE CARACTERIZAÇÃO

A quantificação dos RSU recolhidos por cada município foi realizada em período anterior ao da campanha de caracterização (1993) e com base na pesagem sistemática, na báscula situada na portaria da CITRS, dos veículos de recolha que afluem à Central, antes e após a descarga. Tal procedimento evitou o recurso a estimativas.

A caracterização dos RSU produzidos nos municípios de Cascais, Oeiras e Sintra foi realizada com base na metodologia preconizada no Documento Técnico nº 1 (DGQA, 1989). Foi, contudo, necessário introduzir algumas modificações devido a factores alheios aos técnicos envolvidos na campanha. Tais modificações são adiante referidas.

Constituição dos grupos de circuitos. Frequência da amostragem. Calendarização.

Dado serem as câmaras municipais que detêm um melhor conhecimento do tipo de ocupação das zonas percorridas nas operações de recolha dos RSU, a constituição dos agrupamentos homogéneos de circuitos de recolha bem como a selecção dos circuitos representativos de cada grupo homogéneo foram da responsabilidade das respectivas autarquias. A calendarização da campanha foi elaborada de acordo com a frequência de recolha do circuito representativo e submetida à apreciação dos municípios.

O número de colheitas efectuadas por cada agrupamento de circuitos foi estimado a partir dos dados obtidos na campanha de quantificação realizada em período anterior, tendo por base a representatividade da massa de RSU desse agrupamento relativamente à massa total dos RSU recolhidos pelo respectivo município.

Tendo sido os municípios de Cascais, Oeiras e Sintra considerados “urbanos” pelo Ministério do Planeamento e Administração do Território (DGAA, 1992) foram previstas 24 colheitas de circuitos representativos dos RSU recolhidos por cada autarquia e por estação do ano. Este facto permitiu um melhor conhecimento de eventuais variações sazonais das características dos resíduos bem como a obtenção de um maior número de dados para tratamento estatístico. Não foi, por vezes, possível atingir esse número de colheitas, por motivos alheios aos técnicos responsáveis pela campanha.

Nos Quadros 1, 2 e 3 apresenta-se a descrição e/ou identificação dos agrupamentos de circuitos e a contribuição de cada um destes agrupamentos para a massa total dos resíduos recolhidos em cada município. Indica-se, ainda, a frequência de recolha semanal do circuito representativo de cada agrupamento e o número de colheitas do mesmo por estação do ano.

Procedimento utilizado na análise física dos RSU

Utilizou-se o material preconizado no Documento Técnico nº 1 (DGQA,1989), tendo-se procedido à separação das fracções: papel (incluindo cartão), vidro, plástico, metais, materiais fermentáveis, têxteis, “finos” e outros .

Na preparação da amostra representativa, e uma vez que a TRATOLIXO, S.A. não possui veículos de recolha e as Câmara Municipais não podiam disponibilizar, para uma campanha de tão longa duração, uma viatura que efectuasse a colheita dos resíduos antes da

Quadro 1 - Resíduos sólidos urbanos (RSU) recolhidos na área do concelho de Cascais.

Ref.* agrupamento	Descrição e/ou identificação do agrupamento	Frequência de recolha do circuito representativo	(t)RSU recolhidos/ agrupamento (1993)	(%)RSU recolhido por agrupamento/RSU total	Nº de colheitas
A	Zonas rurais	6/semana	3 028 270	37,60	9
B	Zonas urbanas e predominantemente industriais	6/semana	2 899 370	36,00	8
C	Zona urbanas mistas de natureza residencial e comercial	7/semana	1 880 760	23,40	6
D	Circuito dos hotéis	1/semana	237 430	3,00	1

Quadro 2 - Resíduos sólidos urbanos (RSU) recolhidos na área do concelho de Oeiras

Ref.* agrupamento	Descrição e/ou identificação do agrupamento	Frequência recolha circuito representativo	(t)RSU recolhidos/ agrupamento (1993)	(%) RSU recolhido por agrupamento/RSU total	Nº de colheitas
A	Resíduos industriais e comerciais	6/semana	315 210	5,06	2
B	Circuito urbano de áreas residenciais c/ edifícios de pequeno e médio porte, moradias, comércio local e serviços	6/semana	1 136 470	18,24	4
C	Circuito urbano de pequenas residências espaçadas, edifícios de pequeno porte, moradias e comércio local	6/semana	574 130	9,21	2
D	Circuito urbano de áreas residenciais c/ edifícios de pequeno e médio porte, com áreas de comércio e serviços	6/semana	1 506 810	24,18	6
E	Circuito urbano de áreas residenciais c/ edifícios de grande porte e pequenas concentrações de moradias, com áreas de comércio e serviços	6/semana	1 369 220	21,98	5
F	Circuito urbano de áreas residenciais c/ edifícios de pequeno, médio e grande porte, moradias, comércio e serviços	6/semana	1 225 620	19,67	4
G	Circuito de cemitérios, bairros clandestinos e alguns lixos domésticos	6/semana	103 320	0,44	1

Quadro 3 - Resíduos sólidos urbanos (RSU) recolhidos na área do concelho de Sintra

Ref.* agrupamento	Descrição e/ou identificação do agrupamento	Frequência de recolha do circuito representativo	(t)RSU recolhidos/ agrupamento (1993)	(%) RSU recolhido por agrupamento/RSU total	Nº de colheitas
A	Misto de centro urbano e residências unifamiliares	7/semana	517 610	5,18	2
B	Centros urbanos de grande densidade populacional	7/semana	4 819 360	48,19	10
C	Zona quase totalmente (cerca de 95%) composta por moradias unifamiliares	7/semana	339 750	3,40	1
D	Áreas mistas de centros urbanos, residências unifamiliares e grande percentagem (cerca de 65%) de "bairros clandestinos"	6/semana	2 531 580	25,31	6
E	Áreas rurais	3/semana	992 720	9,93	2
F	Zona litoral englobando algumas unidades hoteleiras de pequena dimensão, residências unifamiliares de ocupação sazonal (época balnear, cerca de 50%) ou anual. Zona das praias do concelho.	6/semana	404 450	4,04	1
G	Localidades e quintas inseridas dentro da zona da serra de Sintra	3/semana	82 740	6,83	1
H	Unidades industriais e militares (refeitórios e escritórios)	6/semana	312 530	3,13	1

passagem de rotina, foi necessário utilizar os resíduos provenientes da recolha normal dos circuitos representativos na preparação das amostras representativas.

Assim, os veículos que efectuaram esta recolha foram, como habitualmente, pesados antes e após descarga, com o objectivo de conhecer o peso total de resíduos recolhidos. As descargas realizaram-se em local previamente determinado.

Com a descarga de cada viatura constituiu-se uma pilha de resíduos, a qual foi, seguidamente, submetida a sucessivas e minuciosas operações de revolvimento e subtracção de material, por forma a obter-se uma amostra com cerca de 10% do peso total da pilha.

Desta amostra foram igualmente retiradas várias subamostras para a determinação do peso específico, as quais foram sendo rejeitadas após esta determinação. O material remanescente destinou-se à análise física.

Para a análise física da amostra representativa, a separação dos diversos componentes físicos dos RSU efectuou-se de acordo com o Documento Técnico n.º. 1 (DGQA, 1989), tendo sido introduzidas modificações na separação da fracção “finos”. Assim, separaram-se, em primeiro lugar, os componentes com dimensões nitidamente superiores a 2 cm, por forma a reduzir a quantidade de material a crivar e, conseqüentemente, melhorar a eficácia do processo de crivagem. Posteriormente, o material retido no crivo foi distribuído pelos contentores respectivos. Para as operações de crivagem foi utilizado um crivo electromecânico, de malha circular, concebida para o efeito, que se revelou de elevado rendimento.

Uma vez que, desde o início do período de laboração plena da CITRS (Novembro 1992) têm vindo a ser efectuados registos dos “metais ferrosos” nos RSU admitidos na Central - os quais variam entre 0,7% (Inverno) e 1,0% (Verão) - dispensou-se a separação destes dos “não ferrosos”.

RESULTADOS OBTIDOS

Nos Quadros 4, 5 e 6 apresentam-se os resultados obtidos na campanha de caracterização. Embora não se verifiquem diferenças significativas na composição física dos RSU provenientes dos vários agrupamentos de circuitos, dada a diversidade do tipos de ocupação das zonas percorridas, foi possível constatar o seguinte:

- Na área do concelho de Cascais, foi no agrupamento D (circuito dos hotéis) que se verificaram os valores mais elevados de peso específico, com maiores percentagens de vidro, metais e “fermentáveis” e menor percentagem de papel, plástico e “finos”, sendo o

Quadro 4. - Resíduos sólidos urbanos produzidos na área do concelho de Cascais
Resultados obtidos na campanha de caracterização de 1994

Grupo homogéneo	Estação do ano	Peso Específico		Componentes (%)						
		(Kg/m3)	Papel	Vidro	Plástico	Metais	Fermentáveis	Texteis	Outros	Finos
A	Inverno	407,7	30,0	5,2	12,5	3,4	31,4	2,6	4,1	10,8
	Primavera	358,9	30,6	4,6	16,2	3,7	28,3	2,8	3,0	10,7
	Verão	344,3	36,2	4,1	17,8	3,7	22,0	2,0	2,2	12,0
	Outono	333,4	32,1	3,7	17,1	3,2	26,7	2,1	2,3	12,8
	Média	361,1	32,2	4,4	15,9	3,5	27,1	2,4	2,9	11,6
B	Inverno	333,4	38,3	4,0	14,6	4,7	24,0	1,9	2,1	10,4
	Primavera	383,4	32,0	4,5	16,2	2,8	29,4	1,7	1,5	12,0
	Verão	397,9	33,8	4,1	19,4	2,9	23,3	2,0	2,3	12,2
	Outono	323,4	32,5	3,8	17,3	2,9	26,6	1,8	2,3	12,8
	Média	359,5	34,2	4,1	16,9	3,3	25,8	1,9	2,1	11,9
C	Inverno	339,8	38,4	2,6	12,6	3,3	26,9	1,9	3,6	10,8
	Primavera	290,1	36,6	4,1	13,8	3,3	26,6	1,7	2,6	11,5
	Verão	415,5	34,8	3,3	18,9	2,8	22,0	2,2	2,3	13,7
	Outono	323,2	32,8	3,5	17,5	3,5	25,5	1,7	2,6	12,8
	Média	342,2	35,7	3,4	15,7	3,2	25,3	1,9	2,8	12,2
D	Inverno	461,7	28,4	6,7	10,8	3,7	32,5	1,2	4,0	12,7
	Primavera	383,5	33,9	10,5	14,4	6,2	21,1	2,7	2,1	9,1
	Verão	440,7	31,1	6,4	17,4	2,2	28,2	1,9	1,8	11,0
	Outono	333,0	31,7	3,6	16,5	3,4	27,9	2,0	2,0	12,9
	Média	404,7	31,3	6,8	14,8	3,9	27,4	2,0	2,5	11,4

Quadro 5. - Resíduos sólidos urbanos produzidos na área do concelho de Oeiras
Resultados obtidos na campanha de caracterização de 1994

Grupo homogéneo	Estação do ano	Peso Específico		Componentes (%)						
		(Kg/m3)	Papel	Vidro	Plástico	Metais	Fermentáveis	Texteis	Outros	Finos
A	Inverno	277,2	55,8	0,5	17,7	2,1	13,1	1,5	4,0	5,4
	Primavera	254,8	38,1	2,8	20,4	3,0	21,7	2,1	2,5	9,7
	Verão	259,5	33,9	3,8	17,2	3,0	24,8	1,3	2,9	12,6
	Outono	339,8	31,7	2,5	16,8	3,4	29,2	1,1	2,5	12,9
	Média	282,8	39,9	2,4	18,0	2,9	22,2	1,5	3,0	10,2
B	Inverno	318,6	39,6	4,1	14,4	3,2	21,6	3,8	3,3	10,0
	Primavera	307,1	30,3	3,7	20,0	2,4	26,3	2,3	2,4	12,6
	Verão	307,0	33,1	3,2	18,1	3,3	24,7	1,9	2,1	13,6
	Outono	349,3	31,9	4,1	16,9	2,6	27,7	1,8	2,3	12,7
	Média	320,5	33,7	3,8	17,4	2,9	25,1	2,5	2,5	12,2
C	Inverno	492,2	36,0	3,4	14,3	2,8	28,4	1,0	2,4	11,8
	Primavera	294,0	32,8	3,2	15,9	3,6	26,3	2,9	1,8	13,6
	Verão	304,5	32,8	3,7	18,1	3,6	24,2	2,5	2,7	12,4
	Outono	348,8	30,6	3,9	16,1	3,0	28,8	2,3	2,8	12,6
	Média	359,9	33,1	3,6	16,1	3,3	26,9	2,2	2,4	12,6
D	Inverno	381,2	45,0	2,6	13,4	4,2	19,0	2,6	3,8	9,4
	Primavera	296,7	34,1	3,2	19,9	3,3	22,5	1,7	2,6	12,7
	Verão	333,6	32,5	3,3	18,0	2,9	26,4	1,7	2,4	12,8
	Outono	346,5	31,4	3,7	16,5	2,9	28,5	1,4	2,6	12,9
	Média	339,5	35,8	3,2	17,0	3,3	24,1	1,9	2,9	12,0
E	Inverno	373,0	40,8	5,4	14,0	4,4	21,0	1,5	2,5	10,4
	Primavera	256,2	32,2	5,2	18,9	3,1	22,7	2,2	4,2	11,6
	Verão	286,1	34,4	2,9	18,2	2,7	25,1	2,1	2,4	12,2
	Outono	333,9	31,6	3,3	16,9	3,2	27,6	1,5	2,9	13,0
	Média	312,3	34,8	4,2	17,0	3,4	24,1	1,8	3,0	11,8
F	Inverno	303,9	38,0	3,9	13,7	2,6	24,1	1,2	2,8	13,7
	Primavera	208,1	28,3	3,8	17,2	2,7	27,5	1,2	2,3	17,0
	Verão	391,9	32,9	2,6	18,0	2,6	25,0	1,8	1,6	15,1
	Outono	314,1	32,7	3,8	17,3	2,7	26,8	1,4	2,4	13,0
	Média	304,5	33,0	3,5	16,6	2,7	25,9	1,4	2,3	14,7

Quadro 6. - Resíduos sólidos urbanos produzidos na área do concelho de Sintra
Resultados obtidos na campanha de caracterização de 1994

Grupo homogéneo	Estação	Peso Específico (Kg/m ³)		Componentes (%)						
		Papel	Vidro	Plástico	Metais	Fermentáveis	Texteis	Outros	Finos	
A	Inverno	259,5	29,4	5,4	12,1	2,4	33,7	2,3	2,9	11,9
	Primavera	297,5	30,8	6,8	19,1	2,5	25,0	1,4	1,1	13,4
	Verão	310,0	31,5	5,0	17,5	2,4	25,9	2,3	3,0	12,6
	Outono	362,8	29,8	3,4	15,6	2,6	30,1	2,6	3,2	12,9
	média	307,5	30,4	5,2	16,1	2,5	28,7	2,2	2,6	12,7
B	Inverno	209,1	37,2	4,1	15,6	2,8	22,3	2,1	3,3	12,5
	Primavera	305,8	31,4	3,1	18,7	2,6	25,1	2,2	3,2	13,8
	Verão	324,2	32,4	3,2	17,5	2,5	26,8	2,0	2,7	12,9
	Outono	352,5	30,7	3,7	16,0	3,6	29,7	1,8	2,7	12,7
	média	297,9	32,9	3,5	17,0	2,9	26,0	2,0	3,0	13,0
C	Inverno	225,5	35,5	4,4	12,4	1,7	33,3	1,1	2,1	9,5
	Primavera	286,5	30,7	3,6	18,9	3,0	26,2	3,1	2,8	11,7
	Verão	319,5	32,7	3,4	18,4	2,9	26,2	1,3	1,3	14,1
	Outono	367,0	30,7	3,5	16,1	2,9	28,9	2,4	2,9	12,7
	média	299,6	32,4	3,7	16,5	2,6	28,7	2,0	2,3	12,0
D	Inverno	218,0	38,4	5,2	15,3	3,1	22,4	2,8	2,8	10,0
	Primavera	302,0	34,6	3,7	19,8	2,6	22,0	2,5	2,0	12,8
	Verão	317,6	33,0	3,6	17,4	3,1	25,4	2,2	2,2	12,9
	Outono	349,0	31,3	3,8	16,2	3,0	28,4	1,9	2,7	12,8
	média	296,7	34,3	4,1	17,2	3,0	24,6	2,4	2,4	12,1
E	Inverno	254,8	28,8	4,1	15,8	3,4	29,2	2,3	3,2	13,4
	Primavera	293,5	33,3	3,5	19,5	2,5	23,9	2,3	2,3	12,8
	Verão	316,3	32,5	3,0	17,9	2,5	27,2	1,9	2,1	13,1
	Outono	347,0	30,5	3,4	14,6	3,3	29,5	2,4	2,8	13,7
	média	302,9	31,3	3,5	17,0	2,9	27,5	2,2	2,6	13,3
F	Inverno	262,0	34,6	7,4	12,6	3,4	25,4	1,4	2,8	12,4
	Primavera	311,3	32,4	3,9	19,4	4,1	23,1	2,2	2,4	12,6
	Verão	324,0	31,3	3,0	17,1	2,0	29,4	2,2	2,6	12,4
	Outono	349,8	32,5	3,5	15,6	3,6	27,4	2,7	2,7	12,2
	média	311,8	32,7	4,5	16,2	3,3	26,3	2,1	2,6	12,4
G	Inverno	210,0	29,2	5,6	15,0	5,6	25,3	1,2	3,7	14,4
	Primavera	298,5	34,7	5,1	20,2	2,8	23,2	1,3	1,9	10,9
	Verão	344,0	32,0	3,1	16,9	3,0	26,9	2,2	3,2	12,6
	Outono	357,0	32,0	3,5	16,4	3,1	27,2	2,5	2,2	13,1
	média	302,4	32,0	4,3	17,1	3,6	25,7	1,8	2,8	12,8
H	Inverno	143,0	37,3	1,7	21,6	6,2	16,4	7,0	1,6	8,2
	Primavera	288,5	32,3	4,1	18,4	3,5	22,9	0,0	2,7	16,2
	Verão	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Outono	351,0	35,5	2,6	18,5	3,6	21,2	3,4	3,9	11,4
	média	260,8	35,0	2,8	19,5	4,4	20,2	3,5	2,7	11,9

agrupamento C (residencial/comercial) o que revelou menores valores de peso específico, com maior percentagem de papel e “finos” e menor percentagem de vidro, metais e “fermentáveis”.

Na área do concelho de Oeiras, o agrupamento A (industrial/comercial) apresentou menor peso específico, com maior percentagem de papel e plástico e menor percentagem de vidro, “fermentáveis” e “finos”; o agrupamento C (residencial/comercial) apresentou maior

peso específico, maior percentagem de “fermentáveis” (perfilando-se em segundo lugar nas componentes vidro, metais, têxteis e “finos”) e menor percentagem de papel e plástico.

Na área do concelho de Sintra, o agrupamento H (unidades industriais/militares) apresentou os valores mais baixos de peso específico, de percentagem de vidro, “fermentáveis” e “finos” e as percentagens mais elevadas de papel, plástico, metais e têxteis.

COMPARAÇÃO ENTRE A COMPOSIÇÃO FÍSICA DOS RSU PRODUZIDOS EM CASCAIS, OEIRAS E SINTRA E OS DE OUTRAS REGIÕES DO PAÍS.

No Quadro 7 estabelece-se comparação entre os resultados obtidos na caracterização física dos RSU provenientes dos municípios de Cascais, Oeiras e Sintra com os do município de Lisboa e os estimados para as áreas metropolitanas do Porto e do Funchal.

Quadro 7.- Composição física média dos RSU provenientes de algumas regiões urbanas do país.

Composição física (%)	Lisboa	Porto (mun. ass. LIPOR)	Funchal	Cascais	Oeiras	Sintra
Papel e cartão	31,4	20,2	24,2	33,3	35,1	32,6
Vidro	5,5	3,9	6,5	4,7	3,5	3,9
Plásticos	9,7	11,0	12,6	15,8	17,0	17,1
Metais	3,1	2,1	2,9	4,0	3,1	3,1
Mat. fermentáveis	26,8	40,7	37,0	26,4	24,7	26,0
Texteis	2,3	3,9	2,6	2,1	1,9	2,3
Finos	15,6	13,7	10,7	11,8	12,3	12,5
Outros	5,6	4,5	3,5	2,6	2,3	2,6

Pela observação deste Quadro constata-se semelhança entre a composição dos resíduos produzidos nos concelhos de Cascais, Oeiras e Sintra e a dos gerados no município de Lisboa, fruto não só do carácter urbano destes concelhos, mas também da afinidade de hábitos alimentares e padrões de comportamento das populações vizinhas e/ou repartindo a sua actividade diária entre concelhos próximos.

Constata-se, ainda, semelhança entre a composição física dos RSU produzidos nos municípios associados da área metropolitana do Porto (LIPOR) e os do Funchal, zonas urbanas circundadas por áreas de ocupação mista, com forte componente rural.

CONSIDERAÇÕES FINAIS.

De acordo com a nossa experiência, o preconizado no DL 488/85 conjugado com o disposto na Portaria 768/88, segundo os quais as Câmaras Municipais estão obrigadas a dar anualmente à Administração Central conhecimento das quantidades, características e

destino final dos resíduos gerados nas suas áreas de jurisdição, é perfeitamente pertinente. Apenas com campanhas de caracterização sistemáticas é possível obter dados que possibilitem uma gestão adequada dos RSU, com base nos quais seja possível efectuar estimativas e projecções correctas do dimensionamento e optimização dos sistemas de recolha e tratamento.

A opção da CITRS pela compostagem foi apoiada nos dados de caracterização obtidos para a área da grande Lisboa (Quadro 8), aliados à constatação da extrema carência da grande maioria dos solos portugueses em matéria orgânica (Dias *et al*, 1989), (Costa *et al*, 1990). Posteriormente, e já na fase de execução do projecto, em 1988, foi realizada a caracterização física dos RSU produzidos nas áreas dos concelhos de Cascais, Oeiras e Sintra, verificando-se uma diferença na composição dos mesmos relativamente à caracterização anterior (Quadro 8).

A presente campanha de caracterização, realizada no âmbito do Projecto “Valorização do composto de RSU para fins agrícolas” cofinanciado pelo Programa Comunitário STRIDE, subprograma 2, medida D, iniciado em 1993, e cuja gestão e responsabilidade científica estão, respectivamente, atribuídos à TRATOLIXO, S.A. e ao INIA/Laboratório Químico Agrícola Rebelo da Silva, revelou modificações apreciáveis na composição física dos RSU produzidos nos concelhos de Cascais, Oeiras e Sintra em comparação com os resultados obtidos na campanha de caracterização anterior (Quadro 8).

Após a interpretação estatística dos resultados desta campanha, bem como da determinação dos teores em metais pesados de algumas das fracções dos RSU, julga-se ser possível, no total ou parcialmente, alcançar os seguintes objectivos:

- a) Detectar os circuitos de recolha com maior teor em “fermentáveis”, por forma a permitir o seu encaminhamento prioritário para a Central e, conseqüentemente, rentabilizar a sua operação.
- b) Verificar quais os circuitos com maior potencial poluente em metais pesados, por forma a excluir esses resíduos da massa a compostar. Para tal, foram sistematicamente determinados os metais pesados contidos nas fracções “finos” e “fermentáveis” (Rugg e Hanna, 1992).
- c) Definir quais as zonas de maior produção de materiais potencialmente recicláveis, por forma a possibilitar melhor planeamento da recolha selectiva dos RSU, incluindo a localização e dimensionamento de “ecocentros”.

Quadro 8.- Caracterização física média dos RSU produzidos nas áreas da grande Lisboa e dos concelhos de Cascais, Oeiras e Sintra (valores médios).

Composição física (%)	Caracterização área grande Lisboa (Cad. Encargos) (%)	Caracterização Cascais, Oeiras e Sintra (1988) (%)	Caracterização Cascais, Oeiras e Sintra (1994) (%)
Papel e cartão	14,1	16,6	33,2
Vidro	4,1	4,4	4,0
Plásticos	8,4	10,4	16,6
Metais	2,3	1,6	3,3
Mat. fermentáveis	43,2	36,9	25,4
Texteis	-	-	2,2
Finos	21,4	24,6	12,3
Outros	6,5	5,5	2,8

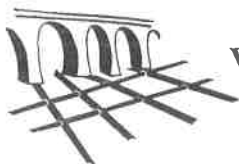
A experiência adquirida permitiu que a TRATOLIXO, S.A. tenha criado um Serviço de Quantificação e Caracterização de RSU, destinado prioritariamente às Câmaras Municipais, que permitirá não só dar cumprimento ao preceituado nos diplomas legais já referidos, como também dotá-las de elementos cujo conhecimento valorizará a gestão autárquica, através de um correcto planeamento dos resíduos produzidos nos seus concelhos, credibilizando as candidaturas com vista à atribuição de subsídios comunitários a fundo perdido.

Este serviço, criado em Fevereiro de 1995, procedeu já, por solicitação da empresa PROCESL, à caracterização física dos RSU produzidos nas áreas dos municípios de Lisboa, Loures, Vila Franca de Xira e Amadora e nas dos municípios de Alcochete, Barreiro, Moita, Montijo, Palmela, Almada, Seixal e Sesimbra, no âmbito do "Plano Operacional para a Gestão Integrada de Resíduos Sólidos" e do "Plano Estratégico para o Desenvolvimento de um Sistema Integrado de Resíduos Sólidos da Margem Sul", respectivamente.

Foram também caracterizados os RSU recolhidos na povoação de Queijas, provenientes de um "Projecto Piloto de Recolha Selectiva e Triagem de Embalagens Usadas" levado a cabo pela Câmara Municipal de Oeiras.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Costa, A.P.; Albuquerque, C.; Gonçalves, M.S. (1990), *O tratamento de resíduos de solos urbanos por compostagem. Valorização associada ao processo*. Anais do IV Encontro Nacional de Saneamento Básico. Aveiro. p. 356-364.
- Dias, J.S.; Santos, A.D.; Gonçalves, M.S.; Fernandes, R.C. (1989), *Estado geral da fertilidade dos solos da Beira Litoral, Beira Interior, Ribatejo e Oeste e Alentejo*. Actas do I Encontro sobre Fertilidade do solo e Fertilizantes. p.1-13.
- DGAA/MARN (1989), Documento Técnico nº1- "Resíduos Sólidos Urbanos - Quantificação e Caracterização - Metodologia", 16 p.
- DGAA/MPAT (1992), "Administração Local em Números"
- Gonçalves, M.S. (1994), *Caracterização dos resíduos sólidos urbanos e normalização dos produtos*. Comunicação apresentada no Colóquio Internacional sobre Resíduos Sólidos Urbanos. V. N. Famalicão. 13 p.
- Rugg, M.; Hanna, N.K. (1992), *Metal concentration in compostable and non compostable components of MSW in Cape May County, New Jersey*. II Conferência sobre RSU. Arlington, Virginia, EUA



Energy From Landfill Gas

Harry Wyndham

Combined Landfill Projects Limited
Meadows House
20-22 Queen Street
Mayfair
London W1X 7PJ
Tel.: (0) 171 629 2668
Fax.: (0) 171 408 1216

ABSTRACT

A Summary of the Technology and Project Development Requirements of Landfill Powered Electricity Generation Schemes.

1. BACKGROUND

When organic waste is placed in a landfill its decomposition produces a gas, primarily made up of methane, carbon dioxide and oxygen. The methane content gives this gas a reasonable calorific value, enabling it to be used as a fuel.

Landfill gas utilisation began about 15 years ago. The first schemes involve direct use, with the gas being used as a fuel in brick kilns. In the late nineteen eighties the first electricity generation projects were developed, using landfill gas as a fuel for gas powered reciprocating engine/generator sets. The electricity generated is usually sold to the regional distribution system or to a large energy user near the landfill site.

There are now over 50 landfill gas utilisation projects operating in the UK, the highest amount in any European Country. The technologies used are proven and established, with some developers establishing a track record of successful operation.

2. TECHNOLOGY AND DESIGN

A landfill gas project can be divided into two major elements, gas extraction and power generation.

(i) Gas Extraction

Gas is extracted from the landfill by sinking a series of vertical wells into the waste. These are lined with slotted pipe, the top few metres of which will be unslotted to prevent air being sucked into the waste and impairing the anaerobic decomposition process. Once installed the wells are connected by a series of valves and connector pipes to the main gas header running back to the power generation compound.

The end of the main gas header is connected to a series of booster fans. These boosters exert suction on the well field, drawing gas in to the wells via the slotted pipes. The gas passes through the connector pipes into the main gas header and down to the power generation compound. The boosters then pressurise the gas into the engine gas train.

Due to temperature differentials the gas extraction process leads to heavy condensate build-ups in connector pipes and gas header. To remove the condensate all pipes are laid with dewatering lances at all low points. A main condensate removal pot is located at the end of the main gas header pipe, upstream from the gas boosters.

(ii) Power Generation

A variety of prime movers can be used in the landfill gas project. In the UK most developers have chosen reciprocating engines, either spark ignition or dual fuel, but a few projects use turbines.

In any event the gas must be filtered before entering the prime mover gas train to remove solid and liquid particles down to micron size. Some projects employ gas clean-up equipment, but this can be expensive and will effect the project's viability. Turbines and some reciprocating engines require gas compression to be performed prior to use of the fuel.

3. PROJECT SELECTION DEVELOPMENT

(i) Site Selection

A number of factors need to be addressed:

Does the site contain enough waste?

Only reasonably large landfills will support viable electricity generation schemes. 1 million ton of waste can produce 500 kW-1MW of electricity, usually the minimum size for a viable scheme under current price conditions.

What types of waste are in the site and how old is the waste?

Only putrescible waste produces gas, so the inert fills are not suitable. Gas production declines after a few years, so only recently completed or active sites can sustain long term projects.

Will gas extraction prove difficult?

Shallow sites and landfills with high leachate and water contents can make gas extraction expensive and inefficient. Poor quality capping material can restrict gas extraction. Suction on the gas wells may draw air into the waste causing the degradation process to become aerobic and thus depleting methane production.

Will the cost of grid connection prove prohibitive?

Connection costs vary enormously and can render apparently viable projects uneconomic.

How much gas will the site produce and for how long?

Gas recovery estimates have often proven to be inaccurate. This has led to developers spending large sums on oversized schemes which cannot use the full capacity of their equipment for the predicted life of the project. Recovery estimates are produced by computer modelling and substantiated by physical pumping trials, but the only way to be certain of the total gas recovery is to install a full extraction system and run it for several months. Even then the rate of gas production may decline faster than anticipated, leaving the project with a gas shortage in its latter years of operation.

(ii) Equipment Selection

Factors to be considered include:

- Reciprocating engine or turbine
- Spark-ignition or dual fuel
- High speed (1,500 rpm) or slow speed (1,000 rpm)
- Naturally aspirated or turbo charged
- Lean burn capacity
- Efficiency (fuel consumption)
- Capability on low methane concentrations

- Inlet pressure requirement
- Durability
- Manufacturer's gas specification
- Engine management controls

Factors that influence the choice of engines include the following:

- Gas quantity/quality
- Project life
- Emissions requirements
- Noise requirements
- Gas extraction pressure/engine inlet pressures
- Heat/steam requirement
- Capital cost/operational and maintenance cost
- Availability of spares/service back-up
- Availability of guarantees/warranties

Landfill gas quality can vary considerably from site to site. Apart from the methane content the concentrations of sulphur, chlorine's, florins and silica can increase wear of engine components and considerably reduce oil life. Poor gas quality can invalidate equipment warranties and performance guarantees, as well as increasing operational and maintenance costs.

4. TRACK RECORD

In the UK most landfill gas schemes have been developed under the Government's Non-Fossil Fuel Obligation (NFFO) initiative. This programme allows renewable energy projects developers to apply for long term (up to 15 years) electricity sales contracts at a premium price. Similar schemes now operate in other European countries, including Portugal.

The landfill gas technology band has been one of the real successes of the UK Government's NFFO programme. 93% of the capacity awarded to landfill gas projects under the first and second NFFO Renewables Orders has been installed and commissioned, whereas only 51.3% of the total capacity awarded to all technology bands in these orders has been installed to date.

Despite the impressive growth of landfill gas powered generation capacity in the UK the difficulty of developing successful projects should not be underestimated. Although the basic technology appears simple, many inexperienced developers have found the performance of their schemes does not live up to expectations. The problems encountered include:

(i) Lack of Gas

Some computer model gas recovery predictions have proven wildly optimistic. Pumping trials can be unrepresentative if the trial is not conducted over a long enough period or it does not cover a sufficient volume of waste. These factors have led schemes to suffer from a shortfall in gas, with projects unable to operate expensive equipment to targeted capacity.

(ii) Gas Recovery Problems

Many sites suffer from leachate build-ups that restrict gas extraction. This may be attributed to a rise in the leachate level within the site, or instances of perched leachate caused by varying permeability horizons throughout the waste. Few people research or understand the true dynamics of landfill sites, so developers can be surprised to discover that gas recovery is been impaired.

(iii) Differential Settlement

Differential settlement within the site can damage gas extraction equipment. This leads to expensive repair and well replacement programmes.

(iv) Engine/Prime Move Problems

As discussed earlier, it is important to select a prime mover that suits all aspects of the project. In some cases this has not been achieved, with serious consequences for the project's performance. Some equipment has proven unsuitable for this application, whilst others may only be suited to certain gas conditions.

Despite these problems, experienced and prudent developers continue to establish successful projects. However, this success is much difficult to achieve than many potential generators appreciate.

5. ENVIRONMENTAL BENEFITS

Landfill gas projects bring many environmental benefits. These include:

- (a) If left uncollected landfill gas represents a significant threat to the atmosphere, being both a greenhouse gas and ozone depleting.
- (b) Landfill gas can migrate off-site, causing an explosive hazard to adjacent land and buildings as well as damaging crops. Gas collection for power generation prevents migration and enhances the safety of the site.
- (c) The emissions from a modern landfill gas engine are over 20 times less damaging to the atmosphere than passively vented landfill gas.

So landfill gas generation projects take an environmental hazard and turn it into clean renewable energy. The small and discrete nature of the generation equipment means the development is unobtrusive; this, and the environmental benefits, mean that the projects are viewed favourably by planning authorities and local residents.

6. PROJECT DEVELOPMENT

For a landfill owner or operator, there are a number of benefits in developing landfill gas generation schemes. These include:

- (a) Additional Revenue.
- (b) Greater Gas Control and Site Safety.
- (c) Enhance Public Image.

Against this must be balanced some substantial risk:

- (a) Capital Commitment.
- (b) Commitment of Management Time to a Non-Core Activity.
- (c) Operation Risk-lack of Relevant Expertise and Experience.

Many landfill owners and operators find that the best way to minimise exposure to such risk is to form an alliance with an experienced landfill gas project developer. Such an arrangement usually involves the project developer assessing the energy potential of the site before financing the design, installation, maintenance and long term operation of the project. The project developer will share some of the revenue from electricity sales with the landfill owner/operator as a gas utilisation fee. The benefits of such an arrangement to the landfill owner/operator are as follows:

- (a) Revenues from Landfill Gas without Capital Risk.
- (b) Greater Gas Control without the Commitment of Capital.
- (c) Little Commitment of Management Time.
- (d) Use of the Experience and Expertise of the Project Developer in the Development and Operation of the schemes.

7. POWER SALES CONTRACTS

Landfill gas schemes need some form of premium price contract enabling mechanism to be viable. This is not just a function of price, as landfill gas projects have demonstrated admirable convergence towards market prices, but because landfill gas projects need medium/long term contracts at a fixed price structure to justify investment.

Direct supply contracts with local industry are dependant on gas or electricity customers close to the landfill site.

These are sometimes difficult to include for the following reasons:

- (i) Existing suppliers dropping their prices.
- (ii) High standby charges imposed by the existing electricity supplier.
- (iii) Apathy of potential customers; poor covenant of potential customers.

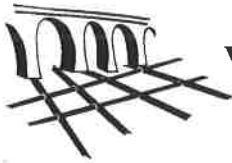
8. CONCLUSION

The rapid growth of landfill gas projects in the UK has demonstrated the commercial viability of these schemes. The landfill gas technology band has the best record for securing capacity under UK Renewables Orders and has shown rapid convergence towards commercial prices as required under this initiative. The significant environmental benefits of the projects are another reason for governments to supply landfill gas powered generation.

However, the apparent simplicity of these schemes can be misleading. Inexperienced and first-time generators have failed to secure anticipated availabilities and have often underestimated the capital and running costs associated with the projects. The next few years could see several first-time generators somewhat chastened by their experience of the realities of the landfill gas business.

For those contemplating involvement in landfill gas schemes, the key points are as follows:

- (a) Involve an experienced, reputable developer with the resources to stand behind their commitments.
- (b) Let the developer take the capital and management risk.
- (c) Be suspicious of the claims of equipment suppliers.



VII ENaSB - Encontro Nacional de Saneamento Básico
Coimbra - 14 a 16 de Fevereiro de 1996

Resíduos Perigosos: Estudo do Transporte e Localização de Centrais de Tratamento com a Implementação Computacional de um Sistema de Apoio à Decisão

João Manuel Coutinho Rodrigues¹

*Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra
3049 Coimbra Codex, Portugal*

RESUMO

São conhecidos os actuais problemas que se colocam às sociedades desenvolvidas e que, em grande parte, advêm da industrialização e dos resíduos muitas vezes altamente perigosos para o ambiente em geral, que são produzidos em quantidades crescentes. Nesses problemas existem sempre dois aspectos de decisão fundamentais que estão, aliás, interligados: como efectuar o transporte dos resíduos perigosos por uma rede de estradas à escala regional e onde localizar as centrais adequadas para o tratamento específico daqueles resíduos. Numa perspectiva realista, devem ser levados em consideração diversos critérios em simultâneo na respectiva abordagem, o que aumenta a complexidade do problema. A integração de modelos matemáticos adequados com interfaces gráficos de comunicação homem-máquina pode proporcionar uma abordagem científica destes problemas de decisão, com base na utilização de meios computacionais de uma forma altamente interactiva e estruturante.

INTRODUÇÃO

Os problemas relacionados com o transporte de materiais perigosos e com a localização das centrais para o respectivo tratamento têm-se colocado às sociedades desenvolvidas com uma acuidade crescente. Se, por um lado, o desenvolvimento tecnológico e industrial tem proporcionado uma melhoria das condições económicas e nível de vida das populações, por

¹ Engenheiro Civil, Professor Auxiliar do Depº de Engenharia Civil da FCTUC, Investigador do INESC

outro lado têm-se gerado problemas adicionais no que se refere às condições de qualidade do ambiente em geral e ao risco que, particularmente no caso dos resíduos perigosos, são impostos sobre as populações.

O desenvolvimento da Investigação Operacional e, em paralelo, do computador e das Ciências da Computação a que se assistiu nas últimas décadas, tem vindo a proporcionar a aplicação de técnicas matemáticas cada vez mais sofisticadas no estudo de problemas de decisão que se colocam a todos os níveis e, em particular, no importante tema do ambiente que ultimamente tem aparecido como centro de importantes debates tanto no domínio político como no social. Com efeito, este assunto arrasta com ele toda a importância que, de uma forma genérica, lhe é conferida pela sua relação com a qualidade da vida no nosso planeta.

Quando se pretende estudar um problema tão importante para o ambiente como é aquele a que se refere este trabalho, várias questões se podem levantar, tendo a ver com, nomeadamente, a segurança e os riscos impostos sobre as populações, os aspectos sociais associados com a equidade no que se refere aos diversos riscos envolvidos e, necessariamente, os custos associados às possíveis soluções. Concretamente, o que se pretende estudar relacionado com os ditos materiais perigosos é o problema da localização de centrais para o seu tratamento e a questão do encaminhamento desses resíduos que, necessariamente, têm de ser transportados desde os locais onde são produzidos até às referidas centrais. Trata-se, assim, de um problema de decisão que pretendemos tratar com o auxílio de adequados modelos matemáticos e do computador, cuja utilização é potenciada por adequados interfaces homem-máquina.

O MODELO

Como em todos os trabalhos de modelização, há que identificar na realidade os aspectos desta que mais interessam ao estudo e que, por isso deverão ser integrados no modelo. Assim, no problema em análise podem ser identificados três aspectos importantes que devem ser considerados: (i) os riscos impostos sobre as populações, (ii) a equidade da solução global no que respeita aos riscos e (iii) o custo. Pretendendo levar em consideração vários aspectos em simultâneo no processo de decisão, cai-se num problema multiobjectivo, pois, neste caso e de acordo com as considerações desenvolvidas, há que levar em consideração aquelas três famílias de critérios.

A natureza multiobjectivo do problema traz, contudo, dificuldades adicionais. Com efeito, desaparece o conceito de óptimo e aquilo que se procura são as chamadas soluções não dominadas (diz-se que uma solução domina outra se é melhor que ela em pelo menos um objectivo igualando-a nos restantes). Mas, o número destas, mesmo nos problemas de circulação multiobjectivo mais simples (com apenas dois objectivos), pode aumentar exponencialmente com a dimensão do problema (Hansen, 1980). Podemos, assim, estar

perante a necessidade de resolver um número demasiado elevado de problemas de localização os quais, para agravar as dificuldades, são em geral, mesmo quando existe um só objectivo, altamente complexos (pertencendo à classe dos designados "NP-difíceis"). Finalmente, para aumentar ainda mais as dificuldades, torna-se difícil para o agente de decisão analisar os compromissos entre os diversos objectivos à medida que o número destes cresce. Sendo os modelos de análise multicritério uma das mais recentes tendências adoptadas no estudo de problemas de decisão, dado que proporcionam uma maior aproximação entre os modelos e a realidade, trazem, assim, dificuldades adicionais. Com efeito, ao pretender-se introduzir no modelo vários critérios para reflectir a natureza multifacetada da realidade, aumenta-se a complexidade do problema a tratar.

Para lidar com as dificuldades referidas, torna-se necessário adequar as técnicas matemáticas a usar, as estruturas de dados e o modo de apresentar ao agente de decisão os resultados, permitindo-lhe a experimentação, a aprendizagem e uma via estruturante para a prossecução de um caminho conducente à tomada de decisões baseada na racionalidade. Para tal, com a implementação do modelo, há que desenvolver meios de comunicação homem-máquina adequados que permitam tirar o máximo proveito das outras técnicas científicas usadas.

Neste caso é usado um modelo de natureza matemática baseado no uso de técnicas de programação linear mista (Coutinho-Rodrigues *et al* , 1995). A formulação matemática do problema é apresentada em anexo. As três famílias de critérios (risco, equidade e custo) são desagregadas em cinco objectivos:

- i) risco implicado pelo transporte ao longo da rede, dado que um acidente no transporte pode ter implicações gravosas sobre as populações existentes em certa área; este objectivo é expresso por uma função a minimizar;
- ii) risco implicado pelas centrais de tratamento, dado que um acidente numa central pode ter implicações gravosas sobre as populações existentes em certa área à volta da central; este objectivo é expresso por uma função a minimizar;
- iii) equidade no que respeita ao risco suportado pelas populações no que respeita a eventuais acidentes durante o transporte; este objectivo é expresso por uma função a minimizar que expressa o risco máximo suportado por qualquer indivíduo no que se refere a acidentes no transporte;
- iv) equidade no que respeita ao risco suportado pelas populações provocado por eventuais acidentes nas centrais de tratamento; este objectivo é expresso por uma

função a minimizar que expressa o risco máximo suportado por qualquer indivíduo no que se refere a acidentes em centrais;

- v) custo global da solução; este objectivo é expresso por uma função a minimizar que inclui custos de instalação e exploração das centrais e custos de transporte.

A IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL

A implementação do modelo em computador tem a ver não só com as estruturas de dados a usar para representar todas as componentes do modelo matemático (variáveis de decisão, parâmetros, medidas de eficiência, região de admissibilidade), como também com todo um conjunto de rotinas que disponibilizem um adequado interface de comunicação homem-máquina que seja adequado para a construção de um sistema de apoio à decisão.

Neste caso o problema a tratar é representável sob a forma de rede, pelo que a sua representação gráfica se torna importante na medida que proporciona a visualização das ligações (arcos) e das localidades (nós) de uma forma intuitiva. Mas não é suficiente implementar essa representação gráfica dos dados do problema, pois neste caso, embora o modelo seja de natureza matemática e, portanto, se baseie na manipulação de símbolos matemáticos e em cálculos numéricos envolvendo, nomeadamente, sistemas de equações e inequações, a saída é traduzível de uma forma gráfica sobre a rede representativa do problema. Assim, como resultado, podemos visualizar fluxos de resíduos na rede, os sentidos e valores desses fluxos, e os locais em que serão abertas as centrais de tratamento, como adiante será apresentado. Uma vez que num problema deste tipo podem ser geradas, em geral, muitas soluções, há também que implementar um meio eficaz para as representar. Aí surgem dificuldades acrescidas dado que, ao considerarmos cinco critérios no problema, há que, nomeadamente, disponibilizar um meio de visualizar em simultâneo os diversos critérios para as soluções obtidas, ou para um subconjunto destas julgado mais interessante pelo agente de decisão. A pesquisa interactiva de novas soluções é ainda um aspecto importante, dado que o número de parâmetros a fornecer torna conveniente a sua entrada e visualização através de meios gráficos adequados.

A implementação efectuada baseia-se na utilização de um ambiente de janelas sobreponíveis e de tamanho alterável, com menus de desenrolar, diálogos assíncronos e na gestão de eventos gerados quer através do teclado quer por meio de um rato (Coutinho-Rodrigues *et al* , 1994). Este interface forma, com efeito, uma camada entre o núcleo que contém o gerador do modelo matemático e os módulos de obtenção da solução. Todo esse núcleo é perfeitamente transparente para o utilizador que, manipulando um interface de alto nível, não tem de se preocupar com os detalhes matemáticos associados ao problema.

UM EXEMPLO

Suponhamos que o problema em estudo se coloca sobre a rede de teste com 19 nós e 32 arcos que se representa na figura 1. Esta corresponde já a uma visualização da rede subjacente ao problema numa janela do ambiente gráfico, após ter sido escolhido o comando que permite abrir a rede. Os nós aparecem representados com símbolos diversos, correspondendo os triângulos a locais onde são gerados resíduos a tratar e os quadrados a locais candidatos à abertura de centrais de tratamento. Os parâmetros associados a nós e a arcos podem ser visualizados e alterados em diálogos próprios para o que basta posicionar o cursor sobre um nó ou arco e pressionar o botão do rato duas vezes em sequência rápida.

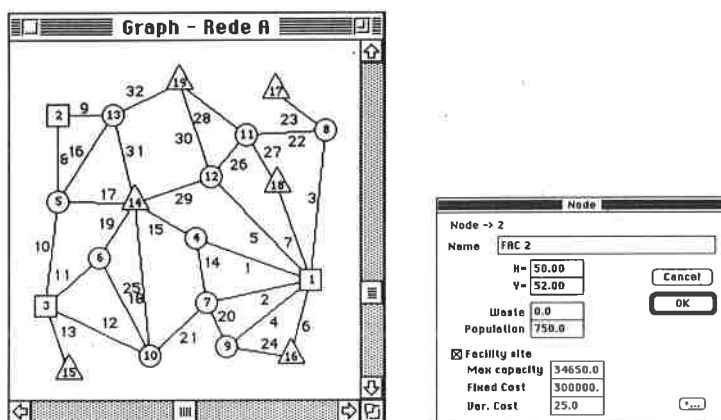


Fig. 1 - Janela com rede e diálogo com parâmetros de um nó

Para ser inicializado o processo de obtenção de soluções basta escolher um comando adequado num menu. Dado que se trata de um problema em que se pretende considerar diversos objectivos e que, na situação ideal, haveria que procurar uma solução que os minimizasse a todos simultaneamente, o que não é possível, o sistema vai efectuar a formulação de cinco problemas de programação linear mista, cada um correspondente à minimização de um dos objectivos considerados, e resolvê-los isoladamente. São assim obtidas cinco soluções apresentadas em cinco janelas no ecrã, como se representa na figura 2. Aí podem ser visualizados os fluxos ao longo dos arcos, cuja espessura é proporcional ao respectivo valor (a quantidade a transportar ao longo de cada ligação é também representada). Os nós onde são abertas centrais são também devidamente assinalados. Todos estes elementos podem ser mais expressivamente visualizados num ecrã policromático.

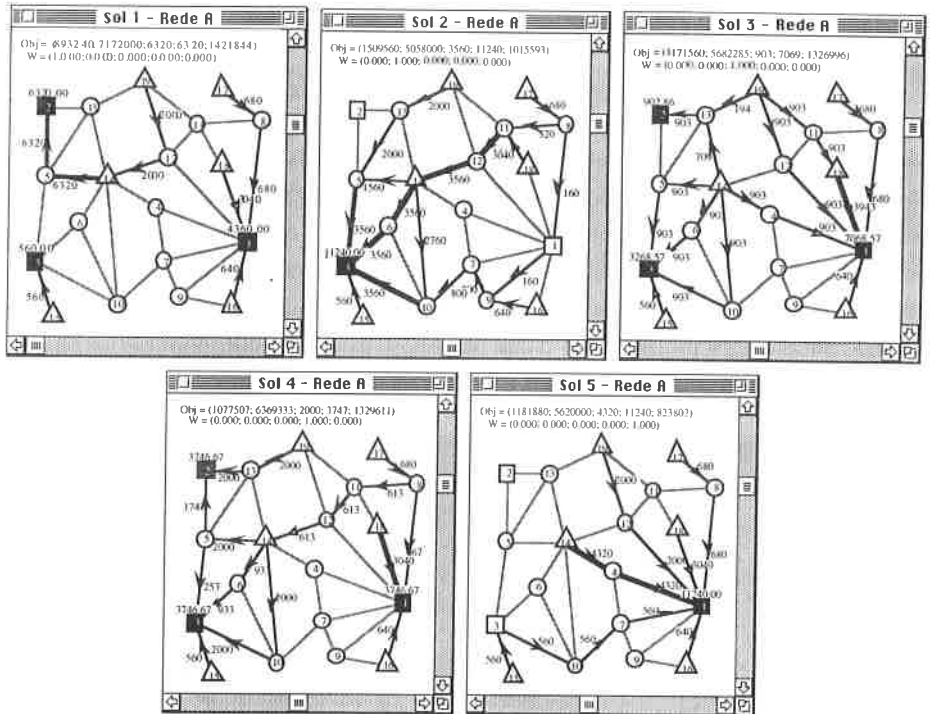


Figura 2 - Janelas com as 5 soluções iniciais

As soluções podem ser também visualizadas e comparadas numa janela que apresenta os valores dos diversos objectivos para as soluções já obtidas em gráficos de colunas.

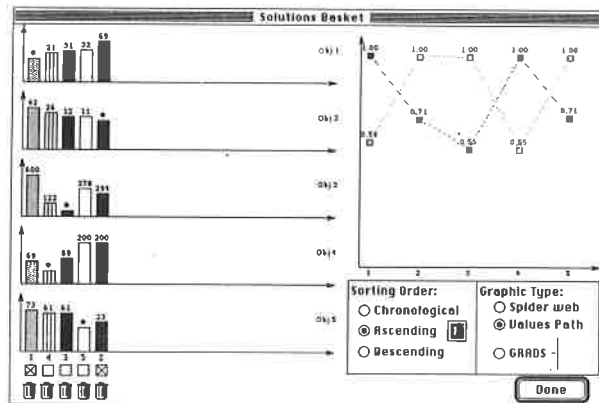



Figura 3 - Representação gráfica para comparação de soluções

Essas soluções podem ser representadas, se o utilizador pretender, por ordem crescente ou decrescente em relação a qualquer um dos objectivos considerados, podendo ainda seleccionar-se algumas das soluções para uma comparação gráfica com pontos e linhas ou outros elementos (por exemplo uma teia), como se pode ver na figura 3. Nos gráficos de colunas aparecem representadas as percentagens em que cada objectivo excede o respectivo valor mínimo. A esses limites mínimos correspondem as colunas marcadas com o símbolo •. Caso alguma solução já encontrada deixe de interessar de todo ao agente de decisão, ela poderá ser eliminada neste diálogo (pressionando o botão do rato com o cursor posicionado sobre o ícone  situado sob a solução a eliminar no gráfico de colunas).

Para pesquisar novas soluções o utilizador poderá fazê-lo com a simples escolha do comando respectivo no menu das soluções, sendo-lhe apresentado um diálogo onde todos os parâmetros necessários poderão ser introduzidos, podendo muitos deles ser definidos através da manipulação de controlos (deslocando elevadores com o rato), como se pode ver na figura 4.

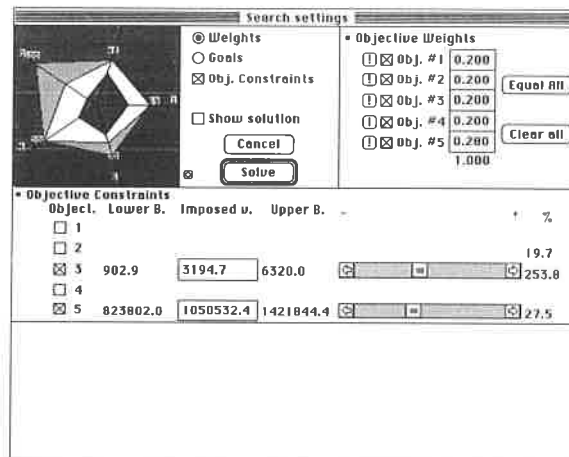


Figura 4

Através dessa caixa de diálogo pode ser pedida uma nova solução indicando pesos a usar para os diversos objectivos e/ou impondo mesmo valores para determinado(s) objectivo(s). Neste caso esses valores impostos são visualizados dinamicamente numa teia onde aparece um núcleo interior representativo da solução ideal (assim chamada por ser uma solução hipotética formada pelos melhores valores que é possível obter no problema para cada objectivo), e uma fronteira externa correspondente ao limite inferior da solução anti-ideal (uma solução hipotética formada pelos piores valores já obtidos no problema para cada objectivo). Os limites impostos como restrições adicionais para certos objectivos aparecem representados na teia com um padrão cinzento mais claro, fornecendo assim uma indicação visual das exigências que estão a ser

introduzidas no modelo. Depois de definidos os parâmetros de pesquisa, a nova solução, depois de calculada, aparece representada graficamente na rede numa nova janela, idêntica a uma das janelas representadas na figura 2.

O sistema implementado permite também pesquisar soluções através da imposição de metas a atingir para determinado(s) objectivo(s), dando a essas metas prioridades diferentes (figura 5). Nesse caso será automaticamente gerado e resolvido um problema de programação linear mista por metas (*goal programming*).

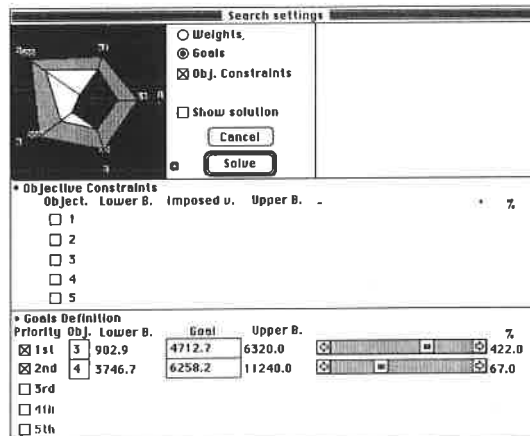


Figura 5

CONCLUSÕES

Descreve-se a implementação de um sistema de apoio à decisão que permite estudar o complexo problema do encaminhamento de resíduos perigosos ao longo de uma rede de estradas e da localização de centrais de tratamento. É preconizado basicamente o uso de um modelo matemático baseado em programação linear mista. Contudo, dado pretender-se considerar no problema diversos objectivos, o tratamento de um problema multiobjectivo acresce dificuldades ao já muito complexo problema de localização básico. A utilização de um adequado interface gráfico homem-computador, desenvolvido especificamente para o efeito, proporciona ao agente de decisão a pesquisa de soluções e a respectiva comparação levando em consideração cinco objectivos. As representações gráficas das soluções e a manipulação de controlos gráficos para a especificação de parâmetros necessários a novas pesquisas, introduzem no sistema a necessária camada que torna transparente para o utilizador toda a "tecnologia matemática" usada. Fica assim aberto um caminho não normativo no que concerne à pesquisa de soluções e encaminhamento para a decisão final. Está prevista a aplicação deste sistema a um caso piloto nos Estados Unidos da América durante o ano de 1996.

ANEXO
FORMULAÇÃO DO MODELO MATEMÁTICO

$$\text{Minimizar } \sum_i \sum_j a_{ij} x_{ij}$$

$$\text{Minimizar } \sum_{j \in F} a_j \left(\sum_i x_{ij} \right)$$

$$\text{Minimizar } M$$

$$\text{Minimizar } P$$

$$\text{Minimizar } \sum_i \sum_j c_{ij} x_{ij} + \sum_j \left(f_j Y_j + h_j \sum_i x_{ij} \right)$$

s. a

$$\sum_j x_{ij} = w_i \quad \forall i \in S$$

$$\sum_i x_{ij} \leq k_j Y_j \quad \forall j \in F$$

$$\sum_i x_{il} - \sum_j x_{lj} = 0 \quad \forall l \in S, F$$

$$\sum_i x_{ij} \leq M \quad \forall j \in S, F$$

$$\sum_i x_{ij} \leq P \quad \forall j \in F$$

$$x_{ij} \geq 0 \quad \forall (i, j) \in A$$

$$Y_j \in (0, 1) \quad \forall j \in F$$

em que:

x_{ij} é a quantidade de resíduos transportada do nó i para o nó j da rede,

$Y_j = 1$ se for aberta uma central de tratamento em j , $Y_j = 0$ em caso contrário,

w_i é a quantidade total de resíduos gerados em i ($i \in S$) num dado período,

a_{ij} é a população existente em dada largura de influência ao longo do arco (i, j) ,

a_j é a população existente em dado raio de influência à volta do nó j ,

c_{ij} é o custo unitário de transporte para a travessia do arco (i, j) ,

f_j é o custo fixo associado à abertura de uma central no nó j ,

h_j é o custo unitário de exploração associado à abertura de uma central no nó j ,

k_j é a máxima capacidade de uma central no nó j ,

F é o conjunto de locais potenciais para localizar centrais de tratamento,

S é o conjunto de locais geradores de resíduos a tratar,

M risco máximo, associado ao transporte, imposto a cada pessoa,

P risco máximo, associado ao tratamento, imposto a cada pessoa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Cohon, J. - *Multiobjective Programming and Planning*, Academic Press, 1978.

Coutinho-Rodrigues, João Clímaco - "A Visual Interaction Decision Support Environment Dedicate to Network Planning Problems", *Studies in Locational Analysis*, special issue on Network Design, 1994.

Coutinho-Rodrigues, J.; John Current; João Clímaco; Samuel Ratick - "An Interactive Decision Support System for Multiobjective HAZMAT Location-Routing Problems", submetido para publicação em revista científica internacional.

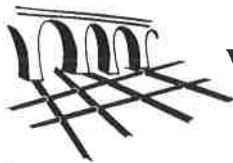
Hanson, P. - "Bicriterion Path Problems", in M. Beckman e H. P. Kunzi (ed.) *Lecture Notes in Economics and Mathematical Systems*, 177, 109-137, Springer-Verlag, Berlin, 1980.

Steuer, R. - *Multiple Criterion Optimization: Theory, Computation and Application*, Academic Press, 1978.

TEMA ESPECIAL

Análise e Reabilitação de Sistemas de Saneamento Básico

Coordenador: Eng° Jaime Melo Baptista



VII ENaSB - Encontro Nacional de Saneamento Básico
Coimbra - 14 a 16 de Fevereiro de 1996

DIAGNÓSTICO E REABILITAÇÃO DE SISTEMAS DE SANEAMENTO BÁSICO A SITUAÇÃO EM PORTUGAL E A NECESSIDADE DE REABILITAÇÃO

Jaime Melo Baptista¹

*Departamento de Hidráulica, Laboratório Nacional de Engenharia Civil,
Lisboa, Portugal*

RESUMO

Nesta comunicação o autor começa por descrever de forma sumária o saneamento básico em Portugal, quantificando o património já existente e o que é previsível existir a curto prazo e avaliando a qualidade do serviço que é actualmente prestado aos utilizadores. Identifica e justifica, em seguida, a necessidade de reabilitação nos diversos componentes dos sistemas de saneamento básico.

Esta comunicação serve de introdução ao Tema Especial *Diagnóstico e Reabilitação de Sistemas de Saneamento Básico*, organizado pela Associação Portuguesa para Estudos de Saneamento Básico (APESB) no âmbito do Encontro Nacional de Saneamento Básico 96 e patrocinado pela Associação Internacional dos Distribuidores de Água (IWSA), e no qual são apresentadas mais quatro comunicações de autores convidados.

Destina-se a todos os engenheiros, quer da administração local quer de empresas privadas de consultoria, que tiverem que estudar e propor as melhores soluções técnicas, económicas e ambientais de reabilitação dos sistemas de saneamento básico em Portugal nos próximos anos.

Palavras-chave: *saneamento básico, água, águas residuais, abastecimento de água, drenagem e tratamento de águas residuais, infra-estruturas, reabilitação*

¹ Investigador Coordenador, Chefe do Departamento de Hidráulica do LNEC, Presidente da Divisão de Distribuição da International Water Supply Association (IWSA)

1 - INTRODUÇÃO

A situação portuguesa em termos de saneamento básico pode caracterizar-se actualmente por um significativo atraso relativamente à situação desejável e, nomeadamente, aos valores correntes nos restantes países da União Europeia. Porém, este novo enquadramento europeu em que nos inserimos tem vindo a motivar indústria ligada a este sector para um importante esforço de modernização.

Esta situação levará inevitavelmente na presente década à realização de um grande investimento neste sector por parte das autarquias locais, da administração central, da administração de âmbito regional e do sector privado. Este previsível desenvolvimento tem que ser sustentado pela utilização de tecnologia adequada, maximizando o recurso às capacidades nacionais, sem o que se irá necessariamente verificar:

- uma falta geral de qualidade no sector, ou seja, um desenvolvimento sem qualidade e meramente orientado por objectivos e preocupações quantitativas, com todas as consequências negativas no médio e longo prazo;
- uma crescente dependência tecnológica do estrangeiro, na medida em que esse desenvolvimento se passa a fazer maioritariamente à custa de avanços tecnológicos produzidos no estrangeiro;
- uma menos correcta aplicação dos elevados investimentos que se estão a fazer, por menor disponibilidade de instrumentos de apoio à decisão que permitam otimizar as soluções;
- uma maior dificuldade de penetração da tecnologia nacional nos mercados estrangeiros, por incapacidade de concorrerem em avanço tecnológico com os grupos estrangeiros.

O tema especial em que esta comunicação se integra, o *Diagnóstico e Reabilitação de Sistemas de Saneamento básico*, foi escolhido pela importância que este assunto virá a assumir no curto prazo no nosso país, função do actual estágio de desenvolvimento do sector {1,2}.

Na procura de uma mais fácil e clara compreensão do texto, a presente comunicação apresenta-se organizada da seguinte forma:

- no capítulo 2 descreve-se, de forma sumária, o saneamento básico em Portugal, procurando-se caracterizar sectorialmente a situação, como suporte indispensável para todas as reflexões posteriores;

- no capítulo 3 quantifica-se o património já existente e o que é previsível existir no início do próximo século, por forma a avaliar-se a importância económica geral do sector e específica da reabilitação;
- no capítulo 4 avalia-se a qualidade do serviço de saneamento básico que é actualmente prestado aos utilizadores, com base na informação estatística disponível;
- no capítulo 5 identifica-se e justifica-se a necessidade de reabilitação nos diversos componentes dos sistemas de saneamento básico;
- no capítulo 6 tipificam-se genericamente os instrumentos de reabilitação;
- no capítulo 7 descrevem-se com mais detalhe os instrumentos necessários à reabilitação;
- no capítulo 8 conclui-se com a integração desta comunicação com as restantes que fazem parte deste Tema Especial.

O termo *reabilitação* é aqui entendido com o significado de *intervenção tendente à melhoria do desempenho hidráulico, estrutural e/ou de qualidade da água de sistemas de saneamento básico existentes, que implique mudança da sua condição física e/ou da sua especificação técnica*. Este conceito de reabilitação poderá conviver com o conceito de *ampliação* sempre que à melhoria do desempenho de sistemas se associe a sua ampliação em termos de área coberta e/ou de capacidade.

O conceito de *saneamento básico* utilizado nesta comunicação engloba o abastecimento de água e a drenagem e o tratamento de águas residuais.

2 - O SANEAMENTO BÁSICO EM PORTUGAL

Como é sabido, esta actividade tem sido de longa tradição uma responsabilidade municipal, ou seja, da administração local, embora a administração central tenha vindo a ter ao longo do tempo uma intervenção maior ou menor nomeadamente consoante os contextos institucionais e as maiores ou menores dificuldades técnicas e financeiras dos municípios.

Os aspectos mais preocupantes que actualmente se colocam ao sector são:

- baixos níveis de serviço prestados aos utentes pelos municípios, com preocupações mais quantitativas do que qualitativas, e inexistência de indicadores de eficiência que permitam a avaliação tecnicamente bem fundamentada do desempenho dos sistemas;

- ❑ indefinição institucional e dificuldades na intervenção aos níveis central e regional, nomeadamente na articulação com as mais de trezentas entidades gestoras e na visão regional integrada dos problemas;
- ❑ grande carência de planeamento físico à escala regional e nacional, de onde resulta que o planeamento municipal é insuficiente e desarticulado com o dos municípios limítrofes, e uma excessiva desagregação dos sistemas, o que implica menor racionalidade dos investimentos e maior dificuldade de viabilização desses sistemas, pela inexistência do efeito de economia de escala;
- ❑ insuficiência da regulamentação da actividade de projecto, com grande variação na qualidade dos estudos produzidos;
- ❑ falta de capacidade de coordenação, controlo e fiscalização, permitindo a utilização de materiais de qualidade inadequada, de mão de obra não qualificada e de técnicas construtivas ultrapassadas;
- ❑ falta de qualidade de construção, com utilização de materiais de qualidade inadequada, não certificados nem homologados, de mão de obra não qualificada e de técnicas construtivas ultrapassadas;
- ❑ incumprimento das disposições legislativas, regulamentares e normativas existentes, devido nomeadamente à indefinição institucional pouco propícia à assunção de responsabilidades de controlo, ao elevado nível de exigência técnica e à falta de estruturação de um número significativo de municípios para responderem a essas exigências; situação de grande desvantagem em termos de normalização técnica relativamente a parceiros europeus, com uma actividade pouco disciplinada dos agentes fornecedores de serviços e produtos;
- ❑ dificuldades financeiras dos municípios para execução das suas competências, só parcialmente colmatadas pela existência de financiamento proveniente de fundos da União Europeia, e que resultam de uma política tarifária frequentemente irrealista, com a prática habitual de tarifas sociais, abaixo dos valores reais, e da inexistência de aplicação de critérios de engenharia financeira, com a correspondente gestão pouco eficiente das obras e o irremediável agravamento de custos;
- ❑ carência de recursos humanos, insuficiência de formação e de especialização e ausência de uma política de reciclagem de formação;

- fiabilidade variável e dificuldade na análise comparativa de informação estatística de âmbito nacional e regional, bem como carência, fiabilidade variável e insuficiência de tratamento estatístico da informação de âmbito municipal;
- insuficiência de investigação em termos nacionais e clara falta de ligação entre as instituições de investigação e os potenciais utilizadores.

Como consequência desta situação, mesmo admitindo que tenderá a alterar-se rapidamente para melhor no futuro próximo, as consequências do passado permanecerão e um número muito elevado de infra-estruturas irá inevitavelmente requerer medidas de reabilitação a curto prazo, por razões de envelhecimento acelerado. Para além destas haverá naturalmente as necessidades de reabilitação que qualquer infra-estrutura necessita, mesmo quando bem construída e explorada, por razões de envelhecimento natural.

3 - O PATRIMÓNIO EXISTENTE E PREVISÍVEL

A importância da reabilitação está naturalmente e intimamente ligada ao valor do património existente de infra-estruturas de saneamento básico, na medida em que o que está em causa é salvaguardar esse património, evitando ter que o substituir mais cedo do que o desejável e consequentemente ter que mobilizar verbas avultadíssimas para o efeito. Neste capítulo apresenta-se uma avaliação desse património, quer referente aos actuais níveis de cobertura, quer referente às perspectivas de evolução até ao fim do Século.

De acordo com os dados mais recentes referentes a 1990 e constantes {3}, e admitindo determinados cenários de evolução nos últimos anos {4}, o nível de cobertura médio nacional deve ser actualmente de 77% da população com ligação domiciliária à rede de água potável e de 55 % da população com ligação domiciliária à rede de águas residuais.

Em termos comparativos {3}, os restantes países da União Europeia apresentam valores em todos os casos superiores, com médias de 95 % em abastecimento de água e 85 % em águas residuais.

Tendo em conta o objectivo da União Europeia de progressiva aproximação do nível de desenvolvimento dos seus estados membros, estes valores indiciam claramente o enorme esforço que há a fazer neste sector em Portugal, agravado pela desvantagem que possui em termos de estrutura demográfica e de ordenamento territorial.

Como resposta a esta necessidade, o Plano de Desenvolvimento Regional preconiza como objectivo nacional para o ano 2000, relativamente à população do Continente, que 95% da população esteja servida com sistema de abastecimento domiciliário e 90 % com sistema de drenagem e tratamento de águas residuais, garantindo um serviço de boa qualidade. Significa isto contemplar em pouco mais de cinco anos perto de 2 000 000 habitantes hoje em dia não ligados aos sistemas de abastecimento de água e 3 500 000 habitantes aos sistemas de drenagem e tratamento de águas residuais.

Trata-se, sem dúvida, de um objectivo ambicioso que, a ser atingido, colocará o país numa posição invejável só comparável com a dos países mais desenvolvidos. Passaremos a dispor então de um sistema completo e consequentemente estabilizado de saneamento básico a nível nacional.

Os níveis de cobertura actuais correspondem a um já importante património que interessa salvaguardar e rentabilizar, materializado através de um número de sistemas que se situará entre 3500 e 4000. Ainda com base em {3}, o valor actualizado a 1995 desse património é de 620 milhões de contos, considerando a totalidade dos componentes do saneamento básico em termos de abastecimento de água e de drenagem e tratamento de águas residuais.

Por outro lado, para a prossecução dos objectivos estabelecidos no Plano de Desenvolvimento Regional, estima-se que as verbas envolvidas totalizem cerca de 580 milhões de contos, a preços actuais, incluindo obras novas (420 milhões de contos) e obras de reabilitação curativa de sistemas existentes (160 milhões de contos), por forma a atingirem um serviço de boa qualidade.

Adicionando o investimento global previsto em obras novas e de reabilitação ao valor do património existente, é possível concluir que, após a concretização dos objectivos do Plano de Desenvolvimento Regional, o país passará a dispor de cerca de 1 200 milhões de contos em infra-estruturas de saneamento básico.

É de salientar que a parte mais significativa deste património corresponde às redes (de condutas e de colectores), com 55 % do custo total. Estes factos demonstram a necessidade de dar uma maior atenção àquelas infra-estruturas, que, por serem enterradas, tendem a passar mais despercebidas aos olhos do público e também da entidade gestora.

Torna-se naturalmente necessário preservar e manter essas infra-estruturas nas melhores condições, prolongando a sua vida útil pelo maior período possível. É este um dos grandes

objectivos que devem orientar a atenção das entidades gestoras portuguesas nos próximos tempos.

4 - A QUALIDADE DO SERVIÇO PRESTADO

Nas sociedades avançadas em que nos inserimos, a evolução do saneamento básico será condicionada, cada vez mais, pelo respeito de valores tais como o direito à vida e à felicidade dos cidadãos e a preservação e valorização dos património natural e cultural. As necessidades reais das populações, que em grande parte ditarão a procura, terão cada vez menos a ver com a mera sobrevivência e mais com a qualidade de vida.

Por essas razões, naturalmente que não é suficiente a existência do serviço de saneamento básico, sendo essencial a qualidade com que esse serviço é prestado aos utentes. A importância da reabilitação está naturalmente e intimamente ligada a este aspecto, sendo tanto mais necessária quanto menos satisfatória for a qualidade do serviço prestado.

Neste capítulo apresenta-se uma avaliação, em termos nacionais, da qualidade do serviço de saneamento básico prestado actualmente e que se pretende que venha a ser prestado no futuro ao consumidor. Indicam-se seguidamente os valores estatísticos disponíveis relativos a 1990, de acordo com {3}:

- 40% da população com abastecimento domiciliário dispunha de um bom serviço, 54% de um serviço regular e 6% de um mau serviço;
- 25 % da população com drenagem domiciliária dispunha de um bom serviço, 51 % de um serviço regular e 24 % de um mau serviço.

Apesar de a informação estatística disponível ter uma fiabilidade relativa, estes números mostram inequivocamente a importância do problema da frequente baixa eficiência deste tipo de sistemas, que pode ser atribuída a diversas razões, a menor das quais não será seguramente o seu envelhecimento, natural ou acelerado.

A evolução temporal da qualidade do serviço prestado tem sido também insatisfatória, de acordo com o Quadro 1.

As deficiências de funcionamento distribuem-se de forma relativamente semelhante pelos diversos componentes dos sistemas, verificando-se em todos os casos um funcionamento maioritariamente insatisfatório, como se pode ver no Quadro 2.

Ano	Águas de abastecimento (%)			Águas residuais (%)		
	Bom	Regular	Mau	Bom	Regular	Mau
1976	17,8	73,8	8,4	3,1	62,4	34,5
1981	17,9	73,7	8,4	4,1	63,1	32,8
1984	19,0	73,7	7,2	5,4	64,1	30,5
1987	27,5	64,5	7,1	6,1	64,5	29,4
1990	40,0	54,0	6,0	25,0	51,0	24,0

Quadro 1. Evolução ao longo dos anos da qualidade do serviço

Órgão do sistema	Estado de funcionamento (%)		
	Bom	Regular	Mau
Captação	33	60	7
Tratamento	42	53	5
Adução	46	48	6
Armazenamento	42	54	4
Distribuição	42	49	9
Elevação	47	48	5
Drenagem	33	46	7
Condução final	36	49	15
Tratamento	9	50	41
Elevação	46	36	18

Quadro 2. Estado de funcionamento dos sistemas

Para se avaliar da percepção do público relativamente à importância relativa dos serviços que lhe são prestados, refira-se que uma sondagem efectuada no âmbito da Campanha Educativa da Água em 1988 pela então Direcção Geral de Recursos Naturais concluiu que 35 % dos inquiridos têm reclamações sobre interrupções no fornecimento de água e 33 % não gostam da qualidade da água distribuída, valores claramente muito elevados.

Refere-se ainda que a imprensa e as organizações de defesa do consumidor começam crescentemente a preocupar-se com este tipo de problema, ganhando naturalmente um forte impacto sobre a população em geral.

A qualidade do serviço desejável definida como objectivo nacional através do Plano de Desenvolvimento Regional é a correspondente a um bom serviço, entendido como fornecido com boa potabilidade da água, constância de abastecimento e boa pressão na rede. Tendo em conta a situação actual comparativamente com a desejável, é possível dizer que tem que ser melhorado o serviço prestado actualmente a 60 % da população no tocante ao abastecimento de água e a 75 % da população no tocante à drenagem e ao tratamento de águas residuais.

Significa isto que uma parte muito relevante dos investimentos já feitos neste sector não têm sido devidamente rentabilizados e que há um enorme esforço a fazer neste sector, que tenderá naturalmente a aumentar com aumento expectável das exigências regulamentares. Daqui se reforça a conclusão da necessidade e da urgência da reabilitação de sistemas de saneamento básico.

5 - A NECESSIDADE DE REABILITAÇÃO

Todos os sistemas de saneamento básico se deterioram com o tempo, de forma natural ou acelerada, originando problemas crescentes que provocam quer uma diminuição da qualidade do serviço prestado, quer um acréscimo dos custos de operação, a serem suportados pela entidade gestora e, em última instância, pelos utilizadores.

Numa visão integrada, o ciclo de vida dos sistemas de saneamento básico pode considerar-se constituído por diversas fases, algumas das quais constituindo aquilo que pode ser designado por vida útil do sistema, conforme consta da Figura 1.

Verifica-se assim que o início do ciclo de vida corresponde à concepção do sistema, fase em que ele é imaginado em termos gerais, tendo em conta por um lado o suporte físico em que se vai inserir e por outro os objectivos que dele se pretendem.

Após a concepção segue-se uma fase de elaboração do projecto, em que se detalha e especifica o sistema idealizado na fase anterior. Esta fase é constituída por diversas etapas, compreendendo, de acordo com a legislação actual, o *Programa Preliminar*, o *Programa Base*, o *Estudo Prévio*, o *Anteprojecto* e o *Projecto de Execução*. Com base no projecto efectiva-se a construção do sistema, a que se segue a sua exploração, permitindo colocá-lo ao serviço dos utilizadores a que se destina, e cuja duração se pretende que seja tão longa quanto possível, da ordem das muitas décadas. A exploração compreende a operação, a manutenção e a conservação.

Se nenhuma outra intervenção de fizer, o envelhecimento natural e inevitável do sistema e/ou eventualmente o envelhecimento acelerado resultante de uma concepção, construção ou exploração inadequada tenderá gradualmente a dificultar e mesmo a impossibilitar o cumprimento dos seus objectivos de uma forma técnico-economicamente aceitável, conduzindo ao fim do ciclo de vida do sistema.

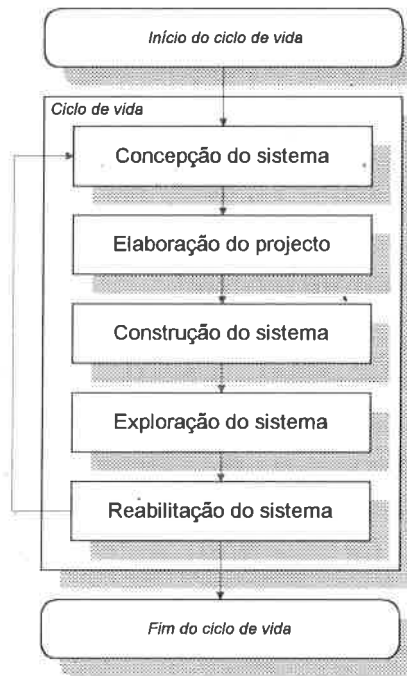


Figura 1 - Ciclo de vida dos sistemas

É no entanto possível recorrer a uma nova fase, a reabilitação, com o objectivo de melhorar o seu desempenho através da alteração da sua condição física e/ou da sua especificação técnica. Essa fase corresponde na prática ao retorno às fases de concepção, projecto e construção (na perspectiva de reabilitação) do sistema, permitindo mantê-lo em exploração por um período de tempo significativamente maior.

Mantendo uma política de reabilitação permanente, ou seja, mantendo esse ciclo fechado em funcionamento, prolonga-se portanto a vida útil do sistema. Verifica-se que a reabilitação corresponde assim a uma alternativa, em geral economicamente vantajosa, relativamente à desactivação do sistema e sua substituição por um novo, permitindo prolongar a sua vida útil e maximizar os investimentos já realizados.

A necessidade de reabilitação faz-se sentir quando as infra-estruturas existentes e em funcionamento revelam deficiências, que podem ser de cariz hidráulico, estrutural ou de qualidade da água, tornando-se incapazes de garantir os níveis de serviço exigíveis, implicando custos de exploração excessivos ou colocando em risco a segurança de pessoas e bens.

Para os utilizadores, estas deficiências traduzem-se nomeadamente por: interrupção frequente do abastecimento; diminuição da pressão da água nos dispositivos de utilização a níveis inaceitáveis; deterioração da qualidade da água, por turvação, depósitos ou alteração do sabor; entupimento dos colectores.

Para o público em geral, estas deficiências traduzem-se também por: aparecimento de roturas de água à superfície dos pavimentos; aparecimentos de entupimentos e maus cheiros nos colectores; aluimento dos terrenos envolventes; frequente interrupção da via por trabalhos de reparação.

Para a entidade gestora, estas deficiências traduzem-se nomeadamente por: dificuldades crescentes de gestão do sistema, pois a sua operação e o seu controlo tendem a tornar-se cada vez mais difíceis; diminuição da fiabilidade do sistema, pois tende a responder cada vez mais dificilmente às solicitações, especialmente em situações críticas; aumento das perdas de água no sistema, nomeadamente pelo aumento de roturas na rede; aumento dos consumos energéticos, pela necessidade de compensar de alguma forma o funcionamento deficiente; aumento das despesas de manutenção e de conservação, como é típico num sistema degradado; aumento do número de reclamações dos utilizadores, que sentem directamente os efeitos dessas deficiências.

As deficiências em infra-estruturas de saneamento básico podem naturalmente ser de natureza e importância muito diversas, de cariz hidráulico, de qualidade de água ou estrutural, e abrangem todos os componentes, nomeadamente captações, instalações elevatórias, reservatórios de armazenamento, instalações de tratamento, adutoras, redes de distribuição, redes de drenagem e emissários.

Existem em Portugal algumas centenas de captações superficiais e vários milhares de captações subterrâneas integradas em sistemas públicos de saneamento básico, com um funcionamento que apenas em um terço dos casos se pode considerar bom. As deficiências mais correntes nestes sistemas variam consoante se trate de águas superficiais ou de águas subterrâneas. Nas primeiras são em geral: diminuição da sua produção por diminuição do caudal do meio hídrico; diminuição da sua produção por assoreamento da entrada devido ao transporte de material sólido de montante; interrupção da sua produção por diminuição da qualidade da água captada; deterioração dos equipamentos mecânicos ou electromecânicos existentes, como grades, tamizadores ou grupos electrobomba; deterioração das obras de construção civil. No caso de captações subterrâneas, as deficiências mais correntes são em

geral: diminuição da sua produção por rebaixamento do aquífero; diminuição da sua produção por colmatação do filtro do furo; interrupção da sua produção por diminuição da qualidade da água captada; deterioração do equipamento electromecânico, nomeadamente do grupo electrobombá.

Existem milhares de instalações elevatórias integradas em sistemas públicos de saneamento básico, com um funcionamento que apenas em menos de metade dos casos se pode considerar bom. As deficiências mais correntes nestes sistemas são em geral: incapacidade de assegurarem as características de elevação inicialmente previstas; deterioração dos equipamentos electromecânicos por desgaste ou má utilização; excessivo consumo de energia; geração de regimes transitórios em pressão; geração de problemas ambientais, como ruídos e vibrações.

Existem perto de dois mil sistemas de armazenamento integrados em sistemas públicos de abastecimento de água, com um funcionamento que apenas em menos de metade dos casos se pode considerar bom. As deficiências mais correntes nestes sistemas são em geral: insuficiência da sua capacidade de regularização; deterioração da qualidade da água no seu interior; insuficiente estanqueidade da sua estrutura; deterioração dos equipamentos mecânicos.

Existem várias centenas de instalações de tratamento integradas em sistemas públicos de distribuição de água e de drenagem de águas residuais, respectivamente com um funcionamento que apenas em menos de metade dos casos e em menos de dez por cento dos casos se pode considerar bom. As deficiências mais correntes nestes sistemas são em geral: diminuição do rendimento de tratamento; deterioração dos equipamentos mecânicos; deterioração das obras de construção civil; geração de problemas ambientais, como ruídos e vibrações.

Existem muitas dezenas de milhares de quilómetros de condutas e de colectores, com um funcionamento que apenas em menos de metade dos casos se pode considerar bom. As deficiências mais correntes nestes sistemas são, em geral, de carácter hidráulico, de qualidade da água e da fiabilidade: insuficiência de capacidade hidráulica de transporte; insuficiência, excesso ou excessiva flutuação de pressão nos dispositivos de utilização; deterioração da qualidade física, química e/ou microbiológica da água distribuída; entupimentos e libertação de cheiros; deficiências de fiabilidade na continuidade do serviço; rebentamento ou colapso das condutas e colectores com aluimento dos terrenos envolventes.

Como se pode verificar, muitas destas deficiências só podem ser resolvidas com intervenções de reabilitação, podendo abranger todos os componentes dos sistemas de

saneamento básico. Essas intervenções implicam em geral metodologias e tecnologias específicas.

Da análise anterior pode verificar-se que as deficiências que levam à necessidade de reabilitação podem ser essencialmente de dois tipos:

- fenómenos de envelhecimento natural* dos materiais e dos equipamentos, atingindo o limite da sua vida útil, que se estima, em geral, em várias dezenas de anos, podendo atingir em alguns casos mais de uma centena; os nossos sistemas de saneamento básico mais antigos estão a fazer cem anos, idade que a experiência noutros países tem mostrado ser o limite da sua vida técnica, mesmo quanto bem concebidos, construídos e explorados;
- fenómenos de envelhecimento acelerado* de muitos dos sistemas mais recentes, em especial os que foram construídos nas últimas décadas, que apresentam já insuficiências diversas por ausência de preocupações de qualidade ao longo do seu processo de concepção, projecto, construção e exploração (Figura 1), nomeadamente: deficiências a nível da concepção e/ou do projecto, cujos erros dificultam ou impossibilitam um nível de serviço satisfatório para os sistemas; deficiências a nível da construção, com diminuição da sua qualidade nomeadamente por falta de adequada fiscalização e da desejável prática de certificação dos materiais e das técnicas construtivas utilizadas; deficiências a nível da exploração, minimizando ou ignorando as medidas de manutenção e de conservação por dificuldades financeiras ou falta de sensibilidade, originando o envelhecimento precoce de todo ou parte do sistema.

6 - A METODOLOGIA DE REABILITAÇÃO

O ciclo de intervenção do engenheiro sobre o ambiente, quando pretende construir um novo sistema, baseia-se numa abordagem tradicional que faz recurso, de acordo com a Figura 2, a:

- instrumentos de previsão*, capazes de auxiliarem o interventor a prever as futuras solicitações sobre o sistema físico a criar;
- instrumentos de decisão*, capazes de auxiliarem o interventor a decidir como conceber e projectar o novo sistema físico de forma tecnicamente correcta e economicamente optimizada;

- ❑ *instrumentos de intervenção*, capazes de permitirem ao interventor especificar o novo sistema a criar e facultar todos os elementos necessários à boa execução da obra.

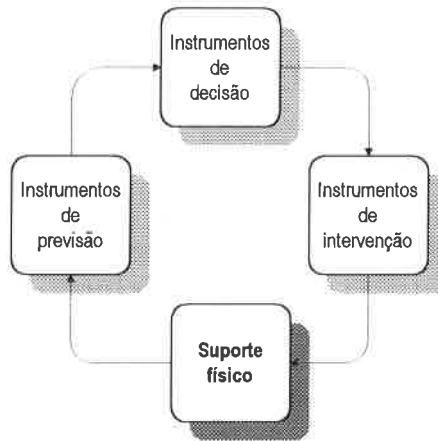


Figura 2 - Ciclo de criação de um sistema

Considerando um sistema físico já existente, correspondente no caso presente a um sistema de saneamento básico, o engenheiro passa a ter que fazer apelo a diversos instrumentos para decidir, de forma lógica, a intervenção a efectuar sobre ele, que são sequencialmente, de acordo com a Figura 3:

- ❑ *instrumentos de monitorização*, capazes de criarem uma imagem do sistema físico tão perfeita quanto possível para o interventor, em que se irá basear toda a análise posterior; um conhecimento insuficiente ou deficiente do sistema físico significa provavelmente o insucesso de todo o processo;
- ❑ *instrumentos de avaliação*, capazes de auxiliarem o interventor, por um lado, a avaliar tão fielmente quanto possível o comportamento do sistema e, por outro lado, a avaliar as consequências das tomadas de decisão posteriores;
- ❑ *instrumentos de diagnóstico*, capazes de auxiliarem o interventor a diagnosticar a razão ou o conjunto de razões de um eventual comportamento menos desejável do sistema;
- ❑ *instrumentos de previsão*, capazes de auxiliarem o interventor a prever as flutuações das solicitações sobre o sistema no curto prazo e as futuras solicitações a médio e longo prazo;
- ❑ *instrumentos de decisão*, capazes de auxiliarem o interventor a decidir a intervenção a realizar para corrigir as deficiências actuais e responder às solicitações futuras;

- ❑ *instrumentos de intervenção*, possibilitando ao interventor especificar e concretizar a intervenção a realizar, a ponto de constituir o processo de concurso para adjudicação da empreitada e a facultar todos os elementos necessários à boa execução dos trabalhos;
- ❑ *instrumentos sociais*, capazes de regularem a interface entre a entidade gestora ou interventora e os utilizadores.

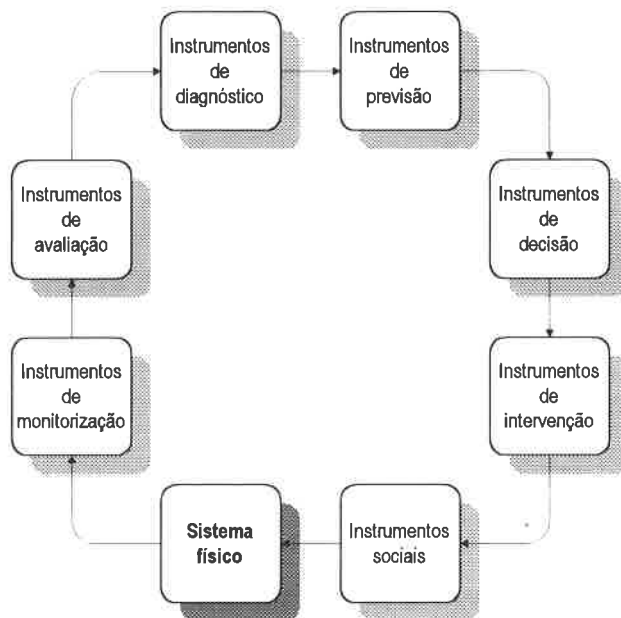


Figura 3 - Ciclo da intervenção humana sobre um sistema existente

É, portanto, clara e compreensível a justificação da necessidade de substituição da metodologia de abordagem tradicional por uma nova, mais voltada para a ampliação e a reabilitação de sistemas existentes do que para a construção de novos sistemas. Na verdade, a abordagem tradicional não considera a existência de um sistema físico à partida, pelo que não sente necessidade de:

- ❑ instrumentos de monitorização, por não haver imagem de um sistema inexistente, limitando-se a ter que conhecer o suporte físico em que tem que intervir;
- ❑ instrumentos de avaliação, por não ser necessário avaliar o que não existe;
- ❑ instrumentos de diagnóstico, por não ser necessário diagnosticar o que não existe;

□ instrumentos sociais, por não haver à partida utilizadores na área de intervenção, na medida em que, em geral, se trata de zonas ainda não ocupadas.

Faz-se notar que a reabilitação pode ser de carácter preventivo, procurando detectar e corrigir anomalias em tempo oportuno de modo a evitar problemas de funcionamento, ou de carácter curativo, em que se procura remediar situações anómalas verificadas.

Sempre que possível devem ser tomadas medidas de *reabilitação preventiva* por forma a evitar o colapso no curto ou médio prazo destes sistemas, o que significa intervir sobre um problema ainda não evidenciado e em que os inconvenientes para os utilizadores não se fazem naturalmente sentir. Esta é, sem dúvida, a forma correcta de intervir, ou seja, prevendo em tempo útil os problemas e planeando as intervenções a fazer para evitar que eles se cheguem a revelar.

A *reabilitação curativa* corresponde a uma intervenção posterior à manifestação das deficiências do sistema e em que os inconvenientes para os utilizadores se fazem sentir, procurando repor o seu funcionamento a níveis aceitáveis.

Naturalmente que quanto maior for o esforço investido pela entidade gestora na reabilitação preventiva, menor será em princípio a necessidade de reabilitação curativa, havendo necessidade de encontrar uma situação de equilíbrio entre uma e outra, ditada, em geral, por factores económicos e também de imagem da entidade gestora {5}.

7 - OS INSTRUMENTOS NECESSÁRIOS À REABILITAÇÃO

A perspectiva de uma maior necessidade de reabilitação das obras existentes em lugar de construção de novas obras vem, naturalmente, colocar desafios acrescidos à comunidade técnica nacional, na medida em que se trata de uma área nova em Portugal e na primeira linha de preocupações dos países mais desenvolvidos, com uma evolução muito rápida das metodologias e das tecnologias.

A proposta metodológica apresentada pelo autor em {1}, com base no conhecimento que tem da experiência estrangeira e da sua própria experiência em Portugal, parece poder aplicar-se com facilidade às situações existentes no nosso país. Exige, no entanto, o recurso a instrumentos que em alguns casos não estão imediatamente disponíveis e/ou de que não existe a correspondente tecnologia nacional. É portanto necessário investir no desenvolvimento de

instrumentos de monitorização, de avaliação, de diagnóstico, de previsão, de decisão, de intervenção e sociais.

Ao nível dos *instrumentos de monitorização* é necessário desenvolver procedimentos de gestão de informação de exploração e de informação cadastral, incluindo a normalização de procedimentos na óptica da sua possível informatização a curto prazo, de localização e de inspecção de condutas e de acessórios e de amostragem, medição e tratamento de dados.

Ao nível dos *instrumentos de avaliação* é necessário desenvolver critérios de avaliação técnica, de avaliação económica e de avaliação ambiental, disponibilizando-os de uma forma acessível às entidades gestoras, que considerem também a componente dos custos sociais e as questões de enquadramento urbanístico e paisagístico e de impacte ambiental dos sistemas de saneamento básico.

Ao nível dos *instrumentos de diagnóstico* é necessário desenvolver modelos de simulação integrando as valências do funcionamento hidráulico, da evolução da qualidade da água ao longo do sistema, de regimes transitórios em pressão, de fiabilidade e de optimização energética do sistema, bem como modelos de simulação estrutural de fácil aplicação pelos projectistas e pelas entidades gestoras portuguesas.

Ao nível dos *instrumentos de previsão* resulta a necessidade de melhorar as metodologias de caracterização de consumos a curto, médio e longo prazo.

Ao nível dos *instrumentos de decisão* é necessário desenvolver modelos multicritério, integrando o dimensionamento hidráulico mas tendo em conta a evolução da qualidade da água, os regimes transitórios em pressão, a fiabilidade e a optimização energética do sistema, bem como modelos de dimensionamento estrutural de fácil aplicação pelos projectistas e pelas entidades gestoras portuguesas.

Ao nível dos *instrumentos de intervenção* é necessário desenvolver critérios de selecção de condutas e acessórios de fácil aplicação pelos projectistas e pelas entidades gestoras, de tecnologias convencionais e não-convencionais de construção e de tecnologias de reabilitação que permitam uma identificação clara das opções.

Ao nível dos *instrumentos sociais* resulta a necessidade de melhorar as metodologias de comunicação entre a entidade gestora e os utilizadores, bem como os mecanismos de participação destes neste sector de actividade.

8 - A ESTRUTURA DA SESSÃO DO TEMA ESPECIAL

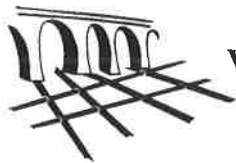
A presente sessão, correspondente ao Tema Especial *Diagnóstico e Reabilitação de Sistemas de Saneamento Básico*, organizada pela *Associação Portuguesa para Estudos de Saneamento Básico (APESB)* e patrocinada pela *Associação Internacional dos Distribuidores de Água (IWSA)*, foi estruturada da seguinte forma:

- Comunicação 1: *Situação em Portugal e necessidades de reabilitação*
- Comunicação 2: *Diagnóstico de sistemas de abastecimento de água*
- Comunicação 3: *Diagnóstico de sistemas de águas residuais*
- Comunicação 4: *Metodologia de reabilitação. Casos de estudo*
- Comunicação 5: *Tecnologias de reabilitação. Casos de estudo*

A comunicação 1, que corresponde ao presente documento, pretende constituir uma introdução ao temas e às restantes intervenções. As comunicações 2 e 3 irão descrever os instrumentos de monitorização, avaliação e diagnóstico respectivamente para abastecimento de água e para drenagem e tratamento de águas residuais, transmitindo a tecnologia nacional já disponível neste domínio. Apresentam naturalmente um certo paralelismo, na medida em que as metodologias são semelhantes e alguns instrumentos também. A comunicação 4 irá descrever instrumentos de decisão e apresentar a experiência alemã neste domínio, com alguns casos de estudo. A comunicação 5 irá descrever instrumentos de intervenção e apresentar a experiência inglesa neste domínio, também com alguns casos de estudo.

BIBLIOGRAFIA

- {1} Melo Baptista, J.; *Reabilitação de Sistemas de Distribuição de Água*. Série Teses e Programas de Investigação do LNEC, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1995.
- {2} Farley, M.; Hall, T.; Evins, C.; *Research and technological development for the supply and use of freshwater resources - report on treatment, storage and distribution*, Strategic Analysis in Science and Technology, Sast project n° 6, Commission of the European Communities, 1992.
- {3} Silva, J. D.; *Níveis de atendimento da população portuguesa com serviços de águas, esgotos e resíduos sólidos em 1990*. Ministério do Ambiente e dos Recursos Naturais, Direcção-Geral da Qualidade do Ambiente, Lisboa, 1992.
- {4} Alegre, M. H.; *Instrumentos de Apoio à Gestão Técnica de Sistemas de Distribuição de Água*. Tese apresentada ao concurso para doutoramento no IST e para acesso a Investigador Auxiliar do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1992.
- {5} Evins, C.; Stephenson, G.; Warren, I. C.; Williams, S. M.; *Planning the Rehabilitation of Water Distribution Systems*. Principal Document of the Water Mains Rehabilitation Manual, 2nd Edition, WRC, 1989.



VII ENaSB - Encontro Nacional de Saneamento Básico
Coimbra - 14 a 16 de Fevereiro de 1996

Diagnóstico de sistemas de abastecimento de água

Helena Alegre¹⁾

*Departamento de Hidráulica, Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal*

RESUMO

A presente comunicação integra-se no Tema Especial *Diagnóstico e Reabilitação de Sistemas de Saneamento Básico*, organizado pela Associação Portuguesa para Estudos de Saneamento Básico (APESB) no âmbito do encontro Nacional de Saneamento Básico 96 e patrocinado pela Associação Internacional dos Distribuidores de Água (IWSA).

Na comunicação sistematizam-se as fases inerentes ao processo de reabilitação de sistemas de distribuição de água e identificam-se os principais instrumentos de engenharia e de gestão que podem ser usados em cada fase.

A comunicação centra-se nos instrumentos para apoio ao estabelecimento do diagnóstico, incluindo nomeadamente níveis de serviço, sistemas de informação, equipamentos de inspeção, monitorização e detecção, modelos de simulação e de dimensionamento, modelos de cálculo do desempenho das redes de distribuição e sistemas de análise de dados operacionais. Dá-se particular destaque ao diagnóstico baseado nos indicadores de desempenho hidráulico por se tratar de uma técnica não tradicional e ainda muito pouco divulgada.

¹⁾ Investigadora Auxiliar do Núcleo de Engenharia Sanitária, Secretária da Divisão de Distribuição da Associação Internacional de Distribuidores de Água (IWSA).

1. INTRODUÇÃO

A construção de novos sistemas de abastecimento de água e a reabilitação dos existentes constituem medidas prioritárias para a indústria da água nacional pelas razões apresentadas em Baptista (1995) neste mesmo Tema Especial. A utilização racional dos importantes investimentos que ainda é necessário fazer neste sector implica que se estabeleçam correctamente as prioridades de actuação e se actue onde, quando e como for mais adequado. Para isso dever-se-á tirar partido dos instrumentos de apoio ao diagnóstico do funcionamento dos sistemas hoje em dia ao dispor dos técnicos.

A presente comunicação começa por estabelecer alguns conceitos básicos relativos à reabilitação de sistemas de distribuição de água, apontando para um conjunto de fases de desenvolvimento de uma estratégia de reabilitação. Seguidamente identifica os principais instrumentos computacionais disponíveis, e estabelece uma matriz de aplicabilidade em função da fase de reabilitação, desenvolvida ao longo dos capítulos restantes.

2. CONCEITOS BÁSICOS ASSOCIADOS À REABILITAÇÃO

Antes de prosseguir na análise detalhada dos aspectos principais tratados neste artigo é importante estabelecer os conceitos básicos no âmbito geral da reabilitação. Para tal formulamos e tentemos responder a um conjunto de três questões fundamentais.

1ª questão: O que é reabilitação?

Reabilitação pode ser considerada como todo o conjunto de actividades conducentes a transformar um sistema deficiente ou inadequado num sistema que forneça um serviço de boa qualidade aos consumidores, com custos de operação razoáveis. Estas actividades podem ir desde a substituição ou reparação de condutas à total reconstrução do sistema, ou à alteração dos procedimentos e meios de apoio à operação.

2ª questão: Porquê e quando reabilitar?

Um sistema de distribuição de água requer ser reabilitado quando atinge um estado que não lhe permita mais cumprir a missão a que se destina.

A chave desta missão é a satisfação dos consumidores, em termos de quantidade e qualidade da água distribuída, bem como outros aspectos da qualidade do serviço prestado

pela entidade gestora, como seja o custo do serviço. Consequentemente, a reabilitação é motivada pela combinação de factores sociais, de saúde pública, ambientais, económicos e financeiros. O processo de tomada de decisão tendo em vista a procura da melhor estratégia de reabilitação tem que ter em linha de conta todos estes aspectos.

3ª questão: Como reabilitar?

O processo de reabilitação contempla várias fases, que poderão ser resumidas da seguinte forma:

- (i) *Recolha de informação para percepção das deficiências existentes ou de ocorrência previsível a curto ou médio prazos* — se os sistemas de distribuição de água são concebidos para satisfazer as necessidades dos consumidores, a primeira fase de qualquer estratégia de reabilitação em larga escala deve ser a avaliação do grau de satisfação, utilizando por exemplo uma estratégia orientada para a monitorização sistemática de níveis de serviço (Alegre, 1996). Esta informação deverá ser complementada por outros dados de exploração, tais como resultados das análises realizadas à água bruta, tratada e distribuída, percentagem de perdas de água, causa e frequência de roturas nas condutas ou fálhas de outros órgãos do sistema, consumos energéticos e pressões de serviço.
- (ii) *Diagnóstico detalhado* — as deficiências de funcionamento resultam em geral de uma combinação de causas que necessitam de ser claramente identificadas numa fase precoce do processo de reabilitação, de modo a permitir efectuar a escolha correcta das soluções e a programar correctamente as intervenções; esta é porventura a fase mais crítica de todo o processo, requerendo conhecimentos, experiência, pragmatismo e criatividade à equipa de engenharia responsável. O recurso a instrumentos computacionais que permitam inferir a resposta do sistema em condições variáveis pode constituir um excelente apoio complementar contribuindo para melhorar significativamente os conhecimentos existentes.
- (iii) *Identificação de soluções aplicáveis* — poucos são os problemas reais que têm uma única solução. Exemplificando, pressões insuficientes podem ser aumentadas diminuindo a rugosidade das condutas (por 'relining' das condutas), aumentando os diâmetros (por substituição ou desobstrução de trechos de

conduta), e sobre pressurizando a rede (por instalação ou substituição de instalações elevatórias, ou alterando o modo de operação). Se se actuar nas condutas, por exemplo, deparamo-nos com diversas técnicas alternativas de 'relining' e de substituição (Wirner, 1996 e Allen, 1996), cada uma com o seu campo de aplicabilidade específico. O objectivo desta fase é compilar de modo estruturado as soluções candidatas e as respectivas especificidades.

- (iv) *Comparação de soluções alternativas* — as soluções alternativas equacionadas deverão ser analisadas e comparadas sob os pontos de vista técnico (processos construtivos e resultados), económico, financeiro e ambiental. Seguir-se-á a tomada de decisões.
- (v) *Implementação de soluções* — escolhidas as soluções é preciso planear e realizar as acções correspondentes.

3. PRINCIPAIS TIPOS DE INSTRUMENTOS DE ENGENHARIA E DE GESTÃO PARA APOIO À REABILITAÇÃO

As redes de distribuição caracterizam-se por serem infra-estruturas tipicamente enterradas e não visitáveis. As deficiências existentes não são por isso facilmente detectáveis de forma directa. Muitas vezes a entidade gestora apercebe-se de que alguma coisa não está bem através de sintomas exteriores tais como a falta de pressão, a falta de água, elevados volumes de perdas, surgimento de água à superfície, coloração ou turvação da água. A caracterização e o diagnóstico detalhado da situação exigem a utilização de instrumentos de apoio. Existe uma grande variedade de instrumentos de engenharia e de gestão para apoio à execução bem sucedida de cada uma das fases da reabilitação.

Os modelos de simulação hidráulica constituem os instrumentos computacionais mais utilizados e consagrados no campo do projecto e diagnóstico de funcionamento de sistemas de distribuição de água, sendo um complemento ao discernimento e experiência dos técnicos envolvidos. Este tipo de modelos tiveram uma grande difusão nos anos 70, uma década que poderíamos talvez designar por *era da simulação*, no sentido em que houve avanços significativos nos algoritmos de cálculo e nos programas de computador, assim como foi nesta

década que ocorreu a divulgação alargada por universidades de todo o mundo e pelas companhias de águas.

Durante os anos 80 foram desenvolvidas muitas aplicações computacionais para dimensionamento das redes, utilizando quer algoritmos de optimização quer heurísticos. Poder-se-á chamar a este período a *era do dimensionamento*. Portugal não constitui excepção, com o trabalho desenvolvido no LNEC (Baptista, 1983), por exemplo. Deste trabalho resultou um simulador hidráulico e dois programas para dimensionamento (um de optimização e um heurístico), que passaram a poder ser utilizados quer no âmbito de estudos realizados pelo LNEC, quer por qualquer entidade externa que o solicitasse. Tanto o simulador como os modelos de dimensionamento foram utilizados em várias dezenas de aplicações, a maioria das quais inseridas em projectos de reabilitação dos sistemas modelados.

A experiência mostrou que os clientes do LNEC preferiam de uma forma geral calcular o diâmetro das condutas com o modelo de dimensionamento heurístico, em vez do modelo mais sofisticado de optimização. Isto passa-se porque, por um lado, perde-se um pouco o controlo do processo de dimensionamento quando se usa a optimização e, por outro lado, verificava-se que os resultados finais tinham que ser cuidadosamente verificados, havendo frequentemente que os alterar manualmente. A solução mais económica por vezes corresponde à utilização de diâmetros diferentes em trechos de conduta curtos, que do ponto de vista prático não se justificam. O modelo heurístico disponível, assumidamente para pré-dimensionamento apenas, era mais simples de utilizar, tinha tempo de cálculo significativamente inferior e era mais facilmente controlável pelo utilizador, razão pela qual merecia a sua preferência dos utilizadores.

O que aconteceu no LNEC traduz uma tendência generalizada. Verifica-se que, passada uma certa euforia inicial, passou a existir um algum cepticismo por parte dos engenheiros de projecto face às capacidades de total automatização do processo de dimensionamento. Passou então a haver um interesse crescente nas aplicações de apoio ao diagnóstico como suporte às decisões tomadas pelo engenheiro, ao mesmo tempo que a capacidade intelectual e predisposição para gerir problemas complexos foi revalorizada.

Durante os anos 90 está a ser dada especial atenção à capacidade (número máximo de nós e troços), flexibilidade, facilidade de utilização, de calibração e de interpretação de

resultados, com recurso às crescentes capacidades de visualização gráfica proporcionadas pelo moderno *hardware* e *software*.

Os dados de entrada dos modelos, peças fundamentais para a credibilidade que os resultados possam merecer, começam a estar arquivados de forma sistemática em sistemas de informação. Começa a banalizar-se o uso de cadastros informatizados, com os dados sobre as características físicas e topológicas dos sistemas, dos sistemas de gestão de clientes, com dados de consumo resultantes da medição domiciliária e dos sistemas de informação que arquivam os dados provenientes dos sistemas de telemetria. A integração e o diálogo entre todo este conjunto de aplicações constitui outro desafio que a pouco e pouco tem vindo a ser ganho. Por outro lado, a produção e disponibilização de maior quantidade de dados de operação tem vindo a incentivar a criação de instrumentos de análise desses dados, pondo-os ao serviço do diagnóstico de funcionamento dos sistemas.

Em paralelo, começam a surgir algoritmos para cálculo do desempenho dos sistemas sob pontos de vista variáveis: funcionamento hidráulico, qualidade da água distribuída, fiabilidade, desempenho energético, ou outros. Nesse sentido, a tendência verificada nos anos 90 aponta talvez para o que se poderá designar por *era do diagnóstico apoiado em computador*.

Quadro 1 - Matriz de aplicabilidade dos instrumentos

	Percepção de deficiências	Diagnóstico detalhado	Listagem de potenciais soluções	Comparação de soluções alternativas	Implementação de soluções
relatórios dos níveis de serviço (*)					
sistemas de informação (*)					
equipamento de detecção					
cálculo do desempenho do sistema (*)					
simulação (*)					
sistemas de análise de dados operacionais					
análise de adequabilidade das tecnologias existentes ao caso concreto					
instrumentos de dimensionamento (*)					
análise económica e financeira					
realização das intervenções no sistema					

O Quadro 1 resume, para cada fase da reabilitação, a aplicabilidade dos principais grupos de instrumentos, metodologias ou procedimentos disponíveis.

O asterisco assinala as ferramentas computacionais que constituem o corpo principal desta comunicação.

4. NÍVEIS DE SERVIÇO

Nível de serviço é o grau atingido pela qualidade do serviço prestado pela entidade gestora, durante um período pré-determinado, em relação a um padrão que se convençione corresponder às necessidades do consumidor. A avaliação de níveis de serviço nos moldes preconizados em Alegre (1996), Alegre e Almeida (1994), Lobato de Faria *et al.* (1995), e Lobato de Faria e Alegre (1995 A e B) contempla aspectos não só de funcionalidade (pressão, qualidade da água, por exemplo), como financeiros, sociais e ambientais. O cálculo sistemático destes indicadores pelas entidades gestoras permite-lhes criar um banco de dados sobre a evolução do grau de satisfação dos seus consumidores que constitui um excelente instrumento de gestão, nomeadamente no domínio da reabilitação:

- Os níveis de serviço permitem identificar as áreas onde o funcionamento é mais deficiente, facilitando a tarefa do decisor de definir prioridades de actuação.
- Os objectivos de planeamento podem ser também expressos em termos de níveis de serviço a atingir.
- Os resultados da reabilitação efectivamente obtidos podem ser aferidos através da repercussão nos níveis de serviço. A utilização de indicadores deste tipo pode ser particularmente útil na avaliação dos impactes sociais e ambientais das acções de reabilitação realizadas.

5. SISTEMAS DE INFORMAÇÃO

Afirmou-se anteriormente que para reabilitar é necessário começar por recolher informação para percepção das deficiências existentes ou de ocorrência previsível a curto ou médio prazos, com vista ao estabelecimento do diagnóstico detalhado da situação. Este processo requer não só os dados relativos exclusivamente às deficiências, mas também às

características físicas e geométricas dos sistemas de distribuição, às solicitações de consumo a que é sujeito e ao modo como é operado.

Assim, é necessário consultar os serviços da entidade gestora que dispõem destes dados. O trabalho de recolha ficará muito facilitado se a informação existir, for fiável, estiver actualizada e estiver guardada de modo a ser facilmente consultada. É neste contexto que surgem os sistemas de informação.

A banalização do uso de meios informáticos e os custos decrescentes do *software* de gestão de bases de dados tem constituído um incentivo decisivo à utilização crescente de sistemas de informação computacionais. A informatização dos serviços é quase sempre iniciada pela gestão contabilística, com a criação de bases de dados de clientes e dos respectivos registos de consumo, a que se segue em geral a instalação de automatismos de operação com a eventual transmissão de alguns dados de telemetria. A difusão de meios informáticos noutras áreas de actividade é quase sempre mais lento, abrangendo progressivamente os serviços de cadastro, de planeamento e projecto, de manutenção, etc..

Os dois tipos principais de sistemas de informação são:

- Sistemas de informação alfanumérica
- Sistemas de informação geográfica

Os sistemas de informação concebidos para efeitos de gestão contabilística são de tipo alfanumérico e estão centrados no cliente. Cada entidade gestora poderá ter a sua própria solução, mas o sistema de gestão de clientes terá sempre que conter a identificação de cada cliente (número e nome), a morada, o tipo, os registos de consumo e os restantes dados de facturação. O nome e o número de cliente são as chaves de procura mais importantes. Quando é necessário consultar os dados de consumo para efeitos de construção de modelos matemáticos, ou para cálculo de volumes de perdas de água numa dada zona, é necessário identificar os consumidores localizados dentro de determinados limites geográficos. Em sistemas de informação antigos ou deficientemente desenhados este tipo de pesquisa pode ser muito difícil de efectuar. Em sistemas de informação modernos é fundamental que a concepção atenda não só às utilizações previsíveis por parte das aplicações contabilísticas mas também das aplicações no domínio da engenharia. Em particular, é muito importante garantir que os dados contidos nos diversos sistemas de informação de uma entidade gestora tenham referências identificativas comuns para que possam ser relacionados entre si. É pois

conveniente que a localização do ponto de consumo seja um dos campos do registo do cliente, e que seja adoptado um critério que torne a pesquisa por esse campo eficaz.

As características físicas e geométricas dos sistemas deverão constar de um cadastro, desejavelmente completo e actualizado, e que contenha como informação mínima a indicação da topologia da rede, do diâmetro e material das condutas, e da localização e características dos principais acessórios. Tradicionalmente os dados de cadastro são desenhados em papel. Hoje em dia começa a ser progressivamente mais corrente o recurso a sistemas de informação geográfica. Os cadastros informatizados não são um fim em si mesmos e, tal como no caso anterior, a concepção dos sistemas de informação geográfica tem que atender às utilizações que se pretende dar aos dados nele arquivados.

Merecem ainda referência os sistemas de aquisição de dados, automação e controlo, designados na gíria técnica por sistemas SCADA e utilizados no âmbito da operação. Estes sistemas são produtores de elevado volume de dados operacionais. É obviamente interessante arquivar esses dados, depois de sujeitos a um processo de selecção e agregação, para posterior utilização se e quando necessário. Por isso é normal que a estes sistemas estejam associados a sistemas de informação de tipo alfanumérico. Mais uma vez neste caso se chama a atenção para a necessidade de utilizar referências comuns (ou facilmente convertíveis) às utilizadas nos outros sistemas de informação.

6. EQUIPAMENTOS DE INSPECÇÃO, MONITORIZAÇÃO E DETECÇÃO

Tomada a decisão de reabilitar um sistema, é geralmente necessário complementar a informação existente à partida com dados recolhidos *ad-hoc*. Dados relativos ao comportamento hidráulico (caudais, alturas e cotas piezométricas), estrutural e de qualidade da água.

Uma das razões mais frequentes que conduz à necessidade de reabilitar redes de distribuição de água é a existência de percentagens elevadas de fugas, motivadas por deficientes condições estruturais das condutas. Neste caso é necessário avaliar a percentagem de fugas utilizando técnicas como as preconizadas em UK Water Industry (1994), ou Coelho *et al.* (1994).

Os equipamentos mais utilizados no âmbito de estratégias de controlo de fugas são medidores de caudal ou de pressão ligados a sistemas portáteis de aquisição e registo de dados (*data loggers*), correladores acústicos e detectores acústicos de fugas por auscultação. Antes de actuar estruturalmente na rede é por vezes possível reduzir significativamente o volume de água perdido por fugas reduzindo a pressão durante a noite à custa de válvulas reguladoras de caudal ou de pressão.

A caracterização das condições estruturais da rede pode ser efectuada pela recolha de provetes ou por inspecção utilizando câmaras TV que se deslocam através das condutas. Esta técnica, porém, é muito mais utilizada em sistemas de drenagem de águas residuais do que nas redes de distribuição de água.

7. MODELOS DE SIMULAÇÃO E DE DIMENSIONAMENTO

Nos capítulos 4, 5 e 6 falou-se de instrumentos com uma característica em comum: todos eles se destinam a apoiar a observação do sistema. Qualquer deles é incapaz de dar indicações sobre tempos e espaços diferentes daqueles a que se referem os dados.

Na posse desses dados é necessário identificar possíveis causas dos problemas, ensaiar hipóteses, tirar conclusões. Em suma, inferir novos conhecimentos a partir dos dados. A simulação constitui um instrumento de inferência por excelência, indispensável a esta espécie de «Sherlok Holmes do abastecimento de água» que é o técnico incumbido da tarefa de estabelecer um diagnóstico detalhado de um sistema de distribuição.

Os modelos matemáticos de simulação hidráulica permitem determinar os caudais em todas as condutas e as cotas em todos os nós. Os modernos simuladores de qualidade da água permitem mesmo calcular para qualquer ponto da rede as concentrações de substâncias contidas na água, quer essas concentrações sejam ou não dependentes do tempo de retenção dentro das condutas. É também com toda a facilidade que se pode calcular o tempo de percurso de uma qualquer partícula unitária de água desde o ponto de abastecimento ao ponto de consumo. Hoje em dia existem programas de computador que permitem inserir os dados necessários com muita facilidade, através do preenchimento interactivo de formulários claros e sintéticos: comprimento, diâmetro e rugosidade dos troços de conduta, consumos e cotas topográficas nos nós, e pouco mais. Os tempos de cálculo são desprezíveis, e em geral é fácil

e rápido alterar os dados de modo a ensaiar condições diferentes de geometria, modo de operação e consumo. Estes programas correm quase sempre em ambiente DOS, Windows ou Unix e são, em média, pouco exigentes em termos de recursos informáticos. É fácil obtê-los no mercado de *software*, a preços muito variáveis com a origem, capacidades e dimensão máxima da rede a simular. Um dos mais atractivos para as entidades gestoras portuguesas é o simulador EPANET, desenvolvido pela Environmental Protection Agency (Estados Unidos da América) e que é distribuído gratuitamente a qualquer pessoa. Pode mesmo ser obtido pela rede Internet na sua versão executável, juntamente com um manual de utilização e exemplos de aplicação. Trata-se de um simulador amplamente testado e credível, que dispõe também de um módulo simulação de qualidade da água.

Se, pelo que atrás foi exposto, não existe justificação para abdicar da utilização de ferramenta tão potente e simples de usar, não se pode contudo esperar que as dificuldades desapareçam. A facilidade de preenchimento dos dados é apenas aparente: quem sabe qual é realmente o valor da rugosidade e do diâmetro interior de condutas antigas, frequentemente incrustadas? Quem sabe como são de facto as ligações entre condutas registadas de modo contraditório na documentação existente, ou porventura sem registo escrito? Como deduzir os consumos instantâneos em cada nó a partir dos registos de consumo obtidos para fim de facturação e de dados de telemetria eventualmente existentes? Como varia a concentração de cloro com o tempo de contacto? Será lícito não considerar explicitamente na função de variação outras variáveis como por exemplo a temperatura ou a concentração de outras substâncias na água?

A construção de um modelo matemático de uma rede existente é, pois, uma tarefa complexa, que evolui por aproximações sucessivas. Cesario (1995) expõe com extraordinária clareza e sentido prático o modo como se deve construir e usar um modelo de simulação.

O interesse real de um modelo depende da sua aproximação à realidade. As incorrecções iniciais dos dados podem parcialmente ser detectadas e corrigidas por um processo de calibração. Fazem-se medições de caudal e de pressão em locais estrategicamente seleccionados e simula-se o funcionamento do sistema para condições supostamente equivalentes. Comparam-se os resultados do modelo com as medições e interpretam-se as diferenças. Em geral identificam-se várias explicações possíveis para as anomalias verificadas. O uso repetido do modelo com alteração de alguns dados e a utilização dos

indicadores de desempenho tratados no capítulo que se segue permitem quase sempre eliminar uma parte das hipóteses explicativas. Medições complementares levadas a efeito permitem eliminar ou confirmar outras. Deste modo, a construção de um modelo calibrado confunde-se em grande parte com a elaboração do diagnóstico do sistema.

Numa fase posterior, de identificação e selecção de soluções correctivas, pode ser necessário planear a substituição de condutas ou a execução de obras de expansão. Os modelos de dimensionamento podem desempenhar aqui um papel importante. Como nota final desta secção é curioso salientar que nenhum dos simuladores mais conhecidos e disponíveis no mercado de *software* faz dimensionamento ou pré-dimensionamento automático.

8. INSTRUMENTOS DE CÁLCULO DO DESEMPENHO DAS REDES DE DISTRIBUIÇÃO

8.1 ESTRUTURA DE UM SISTEMA DE CÁLCULO DO DESEMPENHO

Referiu-se anteriormente que durante a década de 80 o LNEC efectuou um apreciável número de modelos matemáticos de simulação hidráulica de sistemas de distribuição de água no âmbito de projectos de reabilitação em curso. A necessidade de estabelecer, num curto espaço de tempo, diagnósticos de funcionamento de sistemas sobre os quais as equipas envolvidas não dispunham de qualquer vivência ou conhecimento *a priori* constituiu um incentivo à criação de mecanismos de apoio à avaliação do desempenho hidráulico (Alegre e Coelho, 1990 e 1992, Alegre, 1994). Mais recentemente, esta abordagem foi generalizada de modo a abarcar outros aspectos e a ser integrada num sistema global de avaliação do desempenho dos sistemas (Jowitt e Coelho, 1994). O diagrama da Figura 1 resume a estrutura deste sistema de avaliação, cujo âmbito é apoiar engenheiros e gestores nos processos de tomada de decisão no âmbito do planeamento, concepção, operação. A reabilitação é sem dúvida um campo de utilização privilegiado para um sistema como este, e como tal se expõem seguidamente as suas linhas mestras.

8.2 METODOLOGIA DE CÁLCULO DOS ÍNDICES DE DESEMPENHO

Os índices de desempenho contemplados são quantitativos, baseados na análise, de pontos de vista específicos, das características e comportamento das redes. A base de cálculo é o valor numérico de variáveis de estados relevantes, obtido através do uso das aplicações mais tradicionais de simulação e dimensionamento.

A metodologia de cálculo de desempenho é definida por três tipos de entidade, estabelecidas para cada um dos aspectos ou pontos de vista a analisar:

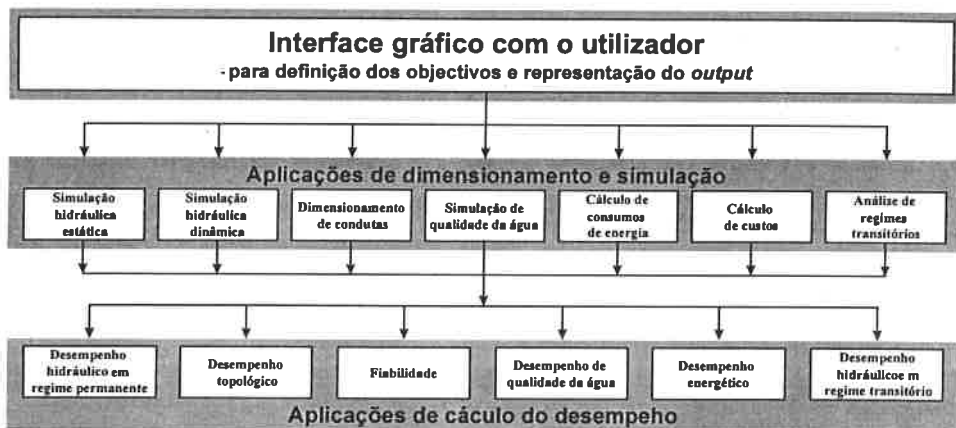


Figura 1 - Sistema para cálculo do desempenho de redes de distribuição de água

- (i) Uma variável de estado relevante, ou seja, a quantidade que traduz o comportamento ou propriedades da rede ao nível do *componente elementar* da rede, do ponto de vista em consideração. O *componente elementar* é o nó ou o troço de conduta, como convencionalmente definidos nos modelos de simulação, dos quais

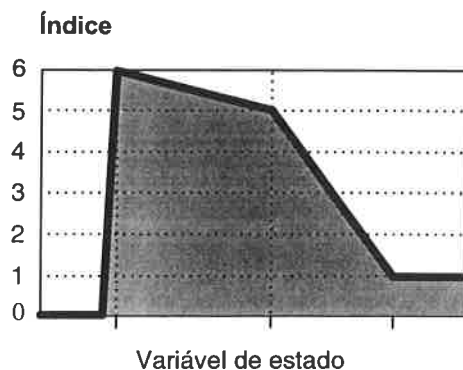


Figura 2 - Exemplo de curva de penalidade

se herdarem todas as premissas. Exemplos de variáveis de estado podem ser a pressão no nó, para verificar o cumprimento dos requisitos existentes quanto a valores máximos e mínimos admissíveis; o valor esperado de procura de água não satisfeita devido à rotura de uma dada conduta; ou a concentração de um dado constituinte na água comparativamente com os valores desejáveis.

- (ii) Uma função de penalidade (Figura 2), que define a relação entre os valores da variável de estado e uma escala de valores do correspondente índice de desempenho (de 6, para óptimo, até 0, para inexistência de serviço). As curvas de penalidade podem ser definidas pelo utilizador, de acordo com a sua experiência e conhecimentos, e deverão traduzir, tanto quanto possível, opiniões consensuais sobre o que se entende por desempenho mau, satisfatório e bom. Existe aqui um paralelo com os critérios de classificação de níveis de serviço apresentados em Alegre (1996).
- (iii) Finalmente é aplicada uma função generalizadora que permite passar dos índices do componente elementar para índices relativos a uma dada área ou à globalidade do sistema de distribuição. No caso, por exemplo, do índice de pressão, propõe-se que a função generalizadora seja uma média ponderada que utiliza como peso de cada nó a percentagem do consumo total efectuada por esse nó. Podem naturalmente utilizar-se outros operadores, tais como valores máximos ou mínimos, etc.. O utilizador tem plena liberdade de seleccionar o operador de generalização que considere mais adequado.
- (iv) A técnica pode tanto ser aplicada ao longo de um determinado período de simulação, evidenciando a evolução do desempenho ao longo do tempo (Figura 3), como pode utilizar outros parâmetros de variação. A experiência tem mostrado que o consumo total solicitado à rede, por exemplo, é um parâmetro de variação com grande interesse prático no estabelecimento de diagnósticos sobre o desempenho hidráulico das redes (Figura 4). Convencionou-se designar este último tipo de curva por curva-índice. As representações gráficas dos resultados contêm bandas de dispersão (percentis de 25% em 25%) para que assim se

obtenha uma imagem mais completa da rede, que não se restrinja a um valor médio.

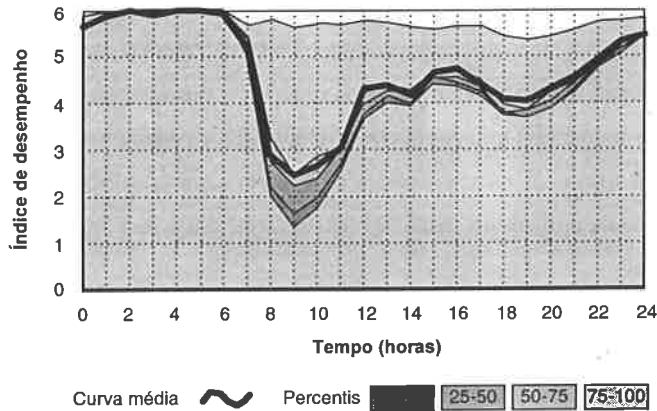


Figura 3 - Simulação num período de 24 horas

As considerações anteriores sobre a natureza dos índices requer uma selecção cuidadosa das variáveis que podem ser elegíveis para tal tratamento. Em termos hidráulicos, a pressão nos nós num dado instante, a variação máxima de pressão num período estipulado e a velocidade da água nos troços de conduta são as três variáveis de estado seleccionadas. No que diz respeito ao desempenho energético das redes, as variáveis usadas são a energia de bombagem total, a energia dissipada total e a diferença entre a energia potencial efectiva e a mínima energia potencial requerida para abastecer cada nó com a pressão mínima admissível (Alegre, 1994).

No que diz respeito à fiabilidade, o trabalho desenvolvido incide sobre a fiabilidade topológica, ou seja, a geometria da rede e os diâmetros das condutas. É utilizada uma medida de vulnerabilidade do nó a falhas das condutas associada aos consequentes cortes de abastecimento. No domínio da qualidade da água, o desempenho é medido relativamente às concentrações de substâncias contidas na água, tais como cloro residual, assim como aos tempos de percurso entre as fontes de abastecimento da rede e os locais de consumo. Ainda não se desenvolveram por enquanto índices de desempenho no domínio dos regimes hidráulicos transitórios.

8.3 APLICAÇÕES PRÁTICAS

O cálculo continuado em casos de estudo de curvas de desempenho traçadas usando como abcissas o período de tempo da simulação ou o consumo total do sistema tem permitido acumular experiência valiosa sobre o modo de interpretar essas curvas correctamente. É um facto que a tarefa de interpretação das curvas requer treino, e poderia beneficiar muito se fosse apoiada por mecanismos de reconhecimento de padrões semi-automatizados. Esta é, porém, uma área que, embora promissora, ainda não foi suficientemente explorada.

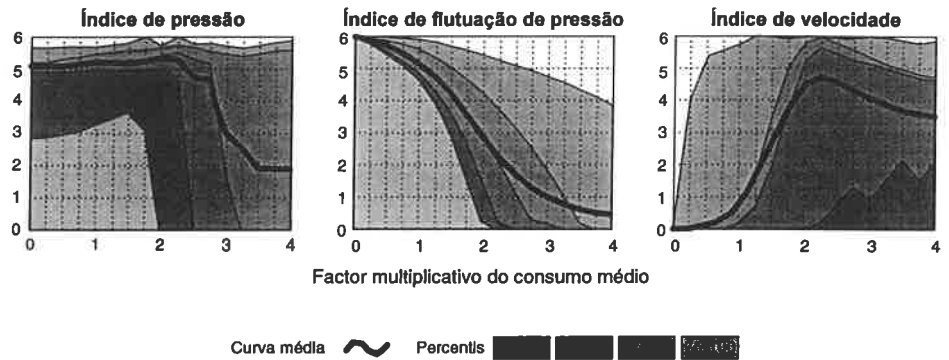


Figura 4 - Simulação para consumos crescentes

A informação extraída das curvas pode ter a ver com a forma, declive e valores absolutos, assim como com a largura das bandas de dispersão. Exemplifiquemos recorrendo à metodologia exposta. O ponto de vista de análise de desempenho será a *adequabilidade*

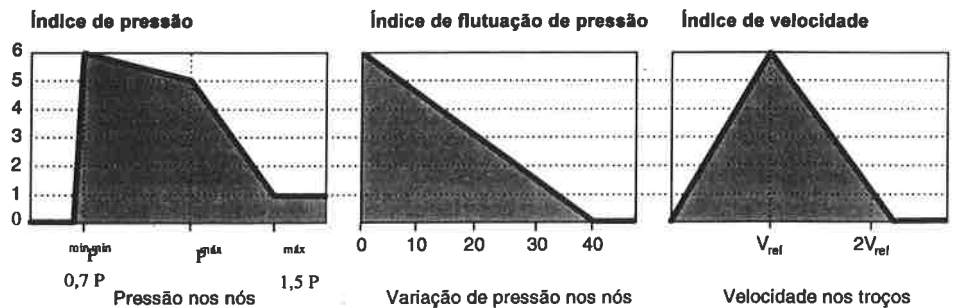


Figura 5 - Curvas de penalidade de desempenho hidráulico

hidráulica. As *variáveis de estado* serão então as já referidas pressão e flutuação nos nós e velocidade nos troços. As *curvas de penalidade* escolhidas para as três variáveis de estado são as que se representam na Figura 5. Finalmente, a *função generalizadora* será uma média ponderada que usa o percentagem do consumo total abastecida por cada nó como respectivo factor de ponderação dos dois índices associado à pressão, e o comprimento dos troços e a secção transversal para factores de ponderação do índice de velocidade nos troços.

Como resultado obtêm-se curvas como as representadas nas Figura 3 e Figura 4. Torna-se agora relativamente simples interpretar o significado de certas características das curvas-índice. Por exemplo, a redes com zonas de comportamento claramente diferenciado entre si corresponderão curvas do índice de flutuação de pressão que apresentam trechos com declive significativamente diferente, eventualmente com plataformas planas a dividi-los; curvas do índice de pressão decrescentes com declive forte correspondem a sistemas muito sensíveis a qualquer alteração do cenário de consumos ou de operação; -curvas do índice de velocidade monotonamente crescentes significam que a rede está sobredimensionada, e assim por diante.

As curvas-índice podem ser utilizadas em diversos contextos no âmbito da reabilitação, nomeadamente no apoio à definição da melhor oportunidade para realizar obras de reforço da rede existente. Simulações de longo prazo, realizadas para as condições previsíveis de consumo, operação e estado de conservação ao longo da vida obra, permite obter as respectivas curvas de desempenho e identificar o tempo a partir do qual o sistema deixará de cumprir os objectivos pretendidos. Será então possível programar a realização das obras a tempo de evitar que essa situação ocorra de facto, mas para tão tarde quanto possível, de modo a diferir investimentos.

9. SISTEMAS DE ANÁLISE DE DADOS OPERACIONAIS

O estabelecimento do diagnóstico de funcionamento de um sistema de distribuição de água tem como componente indispensável a caracterização do modo como é operado. Na calibração dos modelos de simulação procura-se que os caudais abastecidos ao sistema e consumidos nos nós da rede estejam bem representados no modelo, e que as pressões obtidas

se aproximem tanto quanto possível das reais. É pois óbvia a necessidade de usar dados produzidos no âmbito da actividade de operação dos sistemas como apoio ao diagnóstico.

É crescente o volume de dados produzido no âmbito da operação dos sistemas de distribuição de água, em particular devido à utilização de sistemas SCADA mais ou menos complexos. A recolha desses dados é feita por razões operacionais, já que as acções do operador, tais como manobra de válvulas e arranque ou paragem de grupos elevatórios, é condicionada pelo valor de certas variáveis de controlo que é por isso necessário medir (níveis de água nas captações e reservatórios, caudais e pressões em locais críticos, etc.). O uso das variáveis medidas é quase sempre imediato, sem necessidade de proceder a qualquer análise aos dados. Raramente o operador precisa de ir consultar dados históricos. É no âmbito das actividades de planeamento, projecto e reabilitação que esses dados podem ganhar nova expressão e importância, se adequadamente analisados. As principais fases de análise dos dados operacionais são as seguintes:

- *Representação gráfica e observação dos dados* — os dados apresentam frequentemente anomalias devidas a falhas no equipamento de medição ou de registo, ou a ocorrências acidentais que perturbem o normal funcionamento do sistema. Mesmo quando se disponha de mecanismos semi-automáticos de filtragem, é imprescindível proceder à observação directa dos dados, preferivelmente representados graficamente. Por outro lado, a observação pode alertar para características importantes dos dados que a análise estatística desprevenida pode encobrir, e indiciar comportamentos que deverão posteriormente ser confirmados através da utilização de métodos estatísticos.
- *Correcção e validação dos dados* — detectadas as anomalias dos dados, é necessário corrigi-los. Existem variadas técnicas para preencher lacunas, filtrar ou alisar os registos. Programas de análise estatística como sejam por exemplo o Express®, Mathcad®, Minitab® e Statgraphics®, permitem executar esta tarefa com certa facilidade.
- *Cálculo das principais estatísticas e realização de testes de hipóteses* — a análise posterior dos dados recorre ao uso de estatísticas como a média, desvio padrão, coeficiente de assimetria, moda e mediana, etc., que têm por isso de ser calculadas. É importante que nesta fase se considerem subconjuntos dos dados

(dias da semana ou meses do ano fixos, ou dados registados antes e depois de uma operação de substituição ou alteração do equipamento de medida) e se preceda a testes de hipóteses com vista a verificar se esses sub-conjuntos se distinguem estatisticamente.

- *Cálculo de diagramas de carga padronizados* — os dados de caudal podem ser muito vantajosamente agregados em diagramas adimensionais de carga representando caudais médios e bandas de confiança, como o que se exemplifica na Figura 6. A criação destes perfis para dias tipo, tais como dia útil, sábado, domingo e feriado, permite a utilização racional destes dados nos modelos de simulação permitindo associar riscos de ocorrência a certos cenários de consumo. Diagramas semelhantes podem ser elaborados para outras escalas temporais (semana, mês ou ano) e para outras grandezas, como sejam níveis de água ou pressões.

10. CONCLUSÕES

A problemática da reabilitação dos sistemas de distribuição de água deve ser vista cada vez mais numa perspectiva integrada, que atenda a factores técnicos, económicos, sociais, e ambientais. A satisfação do consumidor deverá constituir o objectivo principal de qualquer iniciativa neste domínio.

A pluridisciplinaridade requerida pela reabilitação também se faz sentir nas exigências de cooperação entre serviços distintos da entidade gestora. O estabelecimento de um diagnóstico das deficiências passa por uma caracterização correcta da situação dos sistemas, e quase todos os serviços dispõem de dados importantes a ter em conta: o serviço responsável pelo cadastro tem os principais dados sobre as características geométricas da rede, a manutenção tem os conhecimentos

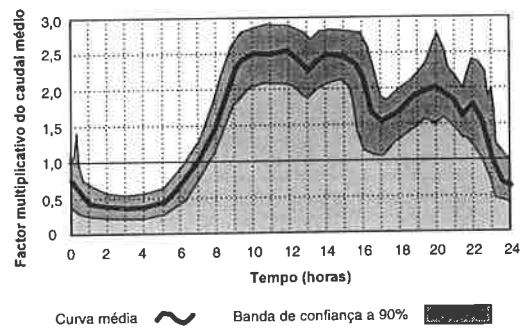


Figura 6 - Diagrama de consumo diário adimensional

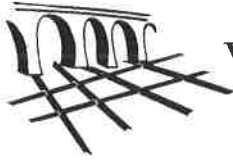
inerentes à intervenção directa na rede, a operação conhece melhor do que ninguém o modo de funcionamento do sistema, a contabilidade dispõe dos ficheiros de clientes e dos respectivos dados de consumo, os serviços de atendimento dispõem da experiência do contacto directo com os consumidores, etc.. A partilha de informação e o diálogo intersectorial são pois componentes indispensáveis para o sucesso de acções de reabilitação.

O diagnóstico das deficiências e a selecção das soluções correctivas são tarefas exigentes que requerem experiência, conhecimentos e criatividade. Os sistemas de informação, os equipamentos de inspecção, monitorização e controlo, os modelos matemáticos e os sistemas de avaliação do desempenho e de análise de dados operacionais são instrumentos que devem estar ao serviço dos técnicos para lhes facilitar o trabalho e dar suporte à sua actividade, deixando-lhes a tarefa simultaneamente mais nobre e mais complexa de conjugar toda essa informação e tomar as decisões mais correctas.

11. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALEGRE, H. (1994), *Instrumentos de apoio à gestão técnica de sistemas de distribuição de água*, colecção "Teses e Programas de Investigação LNEC", LNEC, Lisboa.
- ALEGRE, H. (1996), "Avaliação de níveis de serviço de saneamento básico — Um passo importante rumo à melhoria de qualidade", *VII Encontro Nacional de Saneamento Básico*, Coimbra.
- ALEGRE, H., COELHO, S.T. (1990), "Demand analysis and the quantification of levels of service in water supply systems", in Proc. IWSA Workshop on *Future Water Demand*, Basileia, Suíça, Fevereiro, 197-215.
- ALEGRE, H.; ALMEIDA, M.C. (1994), *Avaliação de níveis de qualidade serviço*, série Gestão de sistemas de saneamento básico, estudo realizado para a Direcção-Geral do Ambiente e financiado pelo Fundo de Coesão da União Europeia, relatório final, LNEC, Lisboa.
- ALEGRE, H.; COELHO, S.T. (1992), "Diagnosis of Hydraulic Performance of Water Supply Systems", ed. B. Coulbeck e E. Evans, *Pipeline Systems*, Fluid Mechanics and its applications, BHR Group, Kluwer Academic Publishers, 247 - 260.
- ALLEN, RUTH. (1996), "New and emerging rehabilitation technologies and their case studies in the UK", *VII Encontro Nacional de Saneamento Básico*, Coimbra.

- BAPTISTA, J.M. (1996), "Diagnóstico e reabilitação de sistemas de saneamento básico. A situação em Portugal e a necessidade de reabilitação", *VII Encontro Nacional de Saneamento Básico*, Coimbra.
- BAPTISTA, J.M. (1983), *Dimensionamento económico de sistemas de distribuição de água*, Tese de especialista, Departamento de Hidráulica, LNEC, Lisboa.
- CESARIO, A. L. (1995), *Modeling, analysis, and design of water distribution systems*, American Water Works Association, E.U.A..
- COELHO, S.T., ALEGRE, H., PINHEIRO, I., *Caracterização das origens de fugas e outras perdas nas redes de distribuição de água*, relatório 196/94, LNEC, Lisboa.
- HIRNER, W. (1996), "Rehabilitation policies of urban water distribution systems in Germany", *VII Encontro Nacional de Saneamento Básico*, Coimbra.
- JOWITT, P.; COELHO, S. T. (1994), "Performance analysis of water distribution systems", *Water Pipeline Systems*, Fluid Mechanics and its applications, bHr Group, Kluwer Academic Publishers, 321-331.
- LOBATO DE FARIA, A., ALEGRE, H. (1995 A), "Indicadores de satisfação dos consumidores e seu relevo na avaliação do serviço prestado pelas entidades gestoras de sistemas de saneamento básico", *II Jornadas Ibéricas*, APDA e AEAS, Vitoria-Gasteiz, Espanha.
- LOBATO DE FARIA, A.; FARIA, M.H.; SILVA SOARES, A.; GOMES DE SOUSA, J.; VALADARES TAVARES, L. (1995) -- *Avaliação dos níveis de serviço das entidades gestoras de sistemas de águas de abastecimento e de águas residuais*, Prémio Água e Progresso do biénio 1993/1995, APRH, Lisboa, Portugal.
- LOBATO DE FARIA, A; ALEGRE, H. (1995 B) -- *Paving the way to excellence in water supply systems - a national framework for levels-of-service assessment based on consumers satisfaction*, trabalho vencedor do *Maarten Schalekamp Award 1995*, Associação Internacional de Distribuidores de Água, Londres, Reino Unido.
- UK WATER INDUSTRY (1994) -- *Managing leakage*, Water Services and Water Companies' Associations, Reino Unido.



Diagnóstico de sistemas de drenagem de águas residuais

Rafaela de Saldanha Matos¹⁾

Departamento de Hidráulica, Laboratório Nacional de Engenharia Civil

Lisboa, Portugal

RESUMO

A presente comunicação integra-se no Tema Especial *Diagnóstico e Reabilitação de Sistemas de Saneamento Básico*, organizado pela Associação Portuguesa para Estudos de Saneamento Básico (APESB) no âmbito do Encontro Nacional de Saneamento Básico 96 e patrocinado pela Associação Intenacional dos Distribuidores de Água (ISWA).

Na comunicação começa-se por abordar a problemática da drenagem urbana identificando os principais objectivos e problemas a resolver. Em seguida introduzem-se alguns conceitos básicos relativos à reabilitação de sistemas de drenagem de águas residuais e identificam-se os principais instrumentos de engenharia e de gestão disponíveis, nomeadamente computacionais, estabelecendo uma matriz de aplicabilidade em função da fase de reabilitação considerada. Aponta-se seguidamente para um conjunto de fases ou níveis de desenvolvimento de uma estratégia integrada de reabilitação descrevendo, sumariamente, para os sistemas de águas residuais, a abordagem, as acções específicas características de cada uma destas fases. Dá-se particular destaque ao diagnóstico e avaliação das condições de desempenho hidráulico baseados em *instrumentos de simulação hidráulica* e à sua necessária articulação com *técnicas de monitorização e análise de dados operacionais*.

¹⁾ Investigadora Principal e Chefe do Núcleo de Engenharia Sanitária do LNEC, Delegada nacional na Comissão Técnica Europeia de Normalização CEN/TC 165 - *WasteWater Engineering*, no Working

1. INTRODUÇÃO

A construção de novos sistemas de drenagem de águas residuais e a reabilitação dos sistemas existentes constituem acções prioritárias no contexto de uma crescente e moderna indústria da água a nível nacional, pelas razões apresentadas em BAPTISTA (1995) neste mesmo Tema Especial.

Com efeito, a utilização racional dos importantes investimentos que ainda é necessário fazer neste sector implica que se estabeleçam correctamente as prioridades de actuação e se actue *onde, quando e como for mais adequado*. Esta actuação deve-se enquadrar numa óptica de desenvolvimento sustentado, ou seja, racionalizando e optimizando os recursos disponíveis através da implementação de soluções integradas a que corresponda o melhor custo-benefício, e a manutenção de condições de desempenho a níveis aceitáveis, a médio e longo prazo. Para isso dever-se-á tirar partido dos instrumentos de apoio ao diagnóstico do funcionamento dos sistemas hoje em dia ao dispor dos técnicos.

A presente comunicação começa por abordar a problemática da drenagem urbana identificando os principais objectivos e problemas a resolver. Em seguida introduz alguns conceitos básicos relativos à reabilitação de sistemas de drenagem de águas residuais e identifica os principais instrumentos de engenharia e de gestão disponíveis, nomeadamente computacionais, estabelecendo uma matriz de aplicabilidade em função da fase de reabilitação considerada. Aponta, seguidamente, para um conjunto de fases ou níveis de desenvolvimento de uma estratégia integrada de reabilitação que inclui o planeamento inicial, o diagnóstico, o planeamento das soluções e a sua concretização. Refere-se, sumariamente, para os sistemas de águas residuais, os objectivos, a abordagem e as acções específicas características de cada uma destas fases. Dá-se, naturalmente, particular destaque ao diagnóstico e avaliação das condições de desempenho hidráulico baseados em *instrumentos de simulação hidráulica* e na sua articulação com *técnicas de monitorização e análise de dados operacionais*.

2. DRENAGEM DE ÁGUAS RESIDUAIS: OBJECTIVOS E PROBLEMAS A RESOLVER

Os sistemas de drenagem de águas residuais tem como principais objectivos:

- Colectar e transportar os efluentes das águas residuais domésticas até um local apropriado para efeitos de tratamento (ETAR) e de descarga final, preservando deste modo a saúde pública;
- conduzir as águas pluviais provenientes essencialmente do escoamento de áreas impermeáveis, preservando a ocorrência de inundações;
- assegurar condições de descarga compatíveis com os objectivos de qualidade dos meios receptores, sejam elas provenientes dos efluentes tratados por ETAR, de descargas directas de excedentes de sistemas unitários em tempo de chuva, ou de descargas directas de sistemas separativos pluviais.

Na maioria das grandes cidades europeias a construção de sistemas de drenagem urbana inicia-se sensivelmente a partir da segunda metade do século XIX, motivada essencialmente por razões de saúde e higiene das populações tendo em vista o combate às grandes doenças epidémicas da época, à prevenção do alastramento de focus infecciosos e ao controlo do aumento de mortalidade MATOS (1987).

A partir sensivelmente da segunda metade do século XX, e particularmente a partir da década de 60, a marcada evolução demográfica das cidades gerando necessidades de construção de edifícios e de todo o tipo de equipamentos colectivos dá origem à construção e expansão acelerada de infra-estruturas de drenagem urbana, através de sistemas unitários e de sistemas separativos.

Por sistema unitário entende-se, como se sabe, aquele em que os efluentes de águas residuais domésticas e pluviais são conduzidas na mesma rede de colectores à ETAR a que se segue a descarga em meio receptor. Nestes sistemas, e em condições normais de tempo seco, os caudais afluentes à ETAR são tratados e posteriormente lançados no meio receptor. Em tempo de chuva, os caudais podem aumentar significativamente pelo que, aqueles que excedem a capacidade de transporte da rede de colectores ou a capacidade da ETAR são desviados através de estruturas especiais¹, podendo estas dispor ou não de dispositivos de

¹ Descarregadores de tempestade; CSO (Combined Sewer Overflows) na terminologia anglo-saxónica

retenção de sólidos e de capacidade de armazenamento. Por sistema separativo entende-se aquele em que os efluentes de águas residuais domésticas e pluviais são conduzidas em redes distintas de colectores (rede pluvial e rede doméstica). Assim, os caudais pluviais, conduzidos quer superficialmente, quer em colectores, são descarregados directamente nos meios receptores, e os caudais domésticos conduzidos à ETAR.

A maioria das cidades europeias dispõe hoje dos dois tipos de sistemas. Tipicamente o crescimento urbano é preferencialmente periférico a núcleos antigos, dotados de sistemas unitários não dimensionados para fazerem face às ligações que a nova expansão urbana requer, aumentando o risco de *insuficiência das redes* existentes, a probabilidade de *ocorrência de inundações*, e o efeito das *descargas directas de efluentes não tratados para os meios receptores* contribuindo para a sua acelerada degradação. Este processo é contínuo e agravado pelo facto da migração das zonas rurais para zonas urbanas continuar a acusar tendência de crescimento. Estima-se que, no ano 2000, mais de 50% da população mundial, de cerca de 8 biliões, habitará em áreas urbanas MARSALEK et al. (1992).

Os principais problemas que hoje se colocam nos sistemas de drenagem de águas residuais são essencialmente os seguintes :

- Deficiências nas redes de colectores existentes, hidráulicas ou estruturais, quer se trate de sistemas unitários quer separativos; constituem exemplos frequentes: ligações indevidas de origem pluvial à rede doméstica, ligações indevidas de origem doméstica à rede pluvial, deficientes condições de assentamento dos colectores dando origem a fissuras e permitindo infiltrações, condições de assoreamento e depósito de material sólido com a consequente redução da capacidade de transporte e de armazenamento;
- ausência ou deficiente funcionamento das ETAR, de que resulta o lançamento para os meios receptores aquáticos (águas superficiais ou subterrâneas) ou terrestres (solo ou linhas de vale secas a maior parte do ano) de águas residuais brutas ou não convenientemente tratadas;
- descargas directas para o meio receptor provenientes de excedentes de sistemas unitários em tempo de chuva, ou de sistemas separativos pluviais com impacto negativo no meio receptor .

As consequências são, essencialmente:

- Inundações, com incómodos, prejuízos, ou danos, em maior ou menor grau;
- poluição dos meios receptores, com a sua consequente degradação do ponto de vista estético, de qualidade ambiental e/ou de riscos para a saúde pública.

O objectivo de protecção dos meios receptores, nomeadamente dos meios hídricos, tem tido a sua expressão na política de ambiente dos países da União Europeia através do estabelecimento de Directivas, que no sector da água já atingem mais de uma quinzena BAPTISTA e PÁSSARO (1994). A partir de 1988 essa política passou a considerar de forma mais relevante a necessidade de uma estratégia integrada ao nível do ciclo da água e das outras actividades sectoriais, bem como a necessidade de promoção de um elevado nível ecológico dos meios receptores. Ao nível dos sistemas de drenagem de águas residuais pode considerar-se ser hoje merecedora de especial atenção da parte de todos os Países-membro, pelas suas implicações institucionais, técnicas e financeiras, a Directiva 91/271/CEE - *Tratamento de águas residuais*. Esta directiva é, sem dúvida, o instrumento legal que mais pressões vai exercer nos próximos anos ao nível da mudança de conceitos e da aplicação de novas tecnologias, não só ao nível de concepção e de projecto, mas também ao nível da exploração e da reabilitação de sistemas existentes. Claramente não será possível cumpri-la sem os conceitos e a abordagem integrada de uma estratégia de reabilitação.

Em Portugal, o recurso a instrumentos de diagnóstico de sistemas de águas residuais, nos domínios hidráulico, estrutural e ambiental que permitam sustentar opções e prioridades de reabilitação dos sistemas (intervenção essencialmente curativa), a par da implementação de soluções igualmente não tradicionais de minimização e controlo das afluências pluviais ao sistema, designadas como soluções de *controlo na origem* (intervensões essencialmente preventivas) são, inequivocamente, instrumentos que não podem ser esquecidos nem dispensados num quadro de objectivos extremamente exigentes a atingir.

3. CONCEITOS BÁSICOS ASSOCIADOS À REABILITAÇÃO

Antes de prosseguir na análise detalhada dos aspectos principais tratados neste artigo, é importante estabelecer os conceitos básicos no âmbito geral da reabilitação. Eles prendem-se, essencialmente, com a formulação e resposta a três questões fundamentais.

1ª questão: O que é reabilitação?

A reabilitação é definida, com base em WRc (1986), como *o conjunto de todas as actividades conducentes à melhoria do desempenho de um sistema de drenagem existente; a reabilitação estrutural inclui a reparação e a renovação do sistema, melhorando o seu desempenho e mantendo essencialmente a mesma configuração; a reabilitação hidráulica inclui a substituição e/ou reforço de elementos do sistema ou intervenções que conduzam à redução de volumes de escoamento e/ou atenuação do caudal de ponta*. A consideração de um conjunto variado de técnicas de reabilitação estrutural, não tradicionais, permite frequentemente melhorar o desempenho hidráulico do sistema existente sem recorrer a escavações ou à colocação de novos colectores.

2ª questão: Porquê e quando reabilitar?

Um sistema de drenagem de águas residuais requer reabilitação quando em parte (situação mais frequente) ou no todo, o seu estado não lhe permite cumprir os principais objectivos a que se destina, tal como referido no ponto 2. Os aspectos chave são a consideração de que um tal sistema deve prestar um *serviço* ao utentes, com níveis de desempenho e qualidade aceitáveis, ao custo mínimo, ou seja, com a afectação tanto quanto possível optimizada de recursos humanos, técnicos e logísticos.

Os principais aspectos a considerar como critérios de avaliação de desempenho prendem-se como a saúde pública, as inundações, a integridade estrutural, condições de segurança e a qualidade ambiental dos meios receptores (WRc, 1986). Consequentemente, a reabilitação é motivada pela combinação de factores de saúde pública, de segurança, sociais, económicos, financeiros e ambientais. O processo de tomada de decisão tendo em vista a procura da melhor estratégia de reabilitação tem que ter em linha de conta todos estes aspectos.

3ª questão: Como reabilitar?

O processo de reabilitação contempla várias fases, que poderão ser resumidas da seguinte forma:

- (i) *Recolha de informação para percepção das deficiências existentes ou de ocorrência previsível a curto ou médio prazos* — na análise de um sistema de drenagem é indispensável ter informação actualizada sobre as infra-estruturas existentes incluindo o seu estado funcional e de conservação. Assim, é necessário

complementar os elementos de cadastro, muitas vezes insuficientes e desactualizados, com inspecções de campo. Há ainda que incluir informações e elementos históricos, através de consultas pessoais e/ou registos de arquivo, nomeadamente fotográficos, para obter uma pré-identificação e, se possível, uma pré-avaliação das *áreas-problema* ou *áreas críticas*. O enorme volume de informação recolhido deve ser gerido cautelosamente.

- (ii) *Diagnóstico detalhado* — as deficiências de funcionamento resultam em geral de uma combinação de causas que necessitam de ser claramente identificadas numa fase precoce do processo de reabilitação, de modo a permitir efectuar a escolha correcta das soluções e programar correctamente as intervenções; esta é porventura a fase mais crítica de todo o processo, requerendo conhecimentos, experiência, pragmatismo e criatividade à equipa de engenharia responsável. O recurso a instrumentos computacionais que permitam inferir a resposta do sistema em condições variáveis e perante diversas solicitações, pode constituir um excelente apoio contribuindo para melhorar significativamente os conhecimentos existentes.
- (iii) *Identificação de soluções aplicáveis* — poucos são os problemas reais que têm uma única solução. Exemplificando, a insuficiente capacidade hidráulica num trecho de rede, sujeita eventualmente a entrada em carga, com possibilidade de inundação de espaços públicos, pode ser resolvida através de: diminuição da rugosidade dos colectores (por 'relining'); reforço das secções/diâmetros (através da substituição integral ou desobstrução do trecho de colector existente); intervenção a montante, conduzindo a desvios ou armazenamento de caudais excedentários (por instalação de descarregadores ou controladores do escoamento, alterando o modo de operação). Se se actuar nos colectores, por exemplo, deparamo-nos com diversas técnicas alternativas de 'relining' e de substituição ALLEN (1996), cada uma com o seu campo de aplicabilidade específico. O objectivo desta fase é compilar de modo estruturado as soluções candidatas e as respectivas especificidades.

- (iv) *Comparação de soluções alternativas* — as soluções alternativas equacionadas deverão ser analisadas e comparadas sob os pontos de vista técnico (processos construtivos e resultados), social (impactos em termos de incómodos e eventuais riscos para o cidadão), económicos, financeiros e ambientais. Seguir-se-á a tomada de decisões.
- (v) *Implementação de soluções* — escolhidas as soluções é preciso planear e realizar as acções correspondentes, com cumprimento dos objectivos e dentro dos prazos e orçamentos previstos.

4. PRINCIPAIS TIPOS DE INSTRUMENTOS DE ENGENHARIA E DE GESTÃO PARA APOIO À REABILITAÇÃO

Existe uma grande variedade de instrumentos de engenharia e de gestão para apoio à execução bem sucedida de cada uma das fases da reabilitação.

Os modelos de *simulação hidráulica* constituem os instrumentos computacionais mais utilizados e consagrados no campo do projecto e diagnóstico de funcionamento de sistemas de águas residuais, sendo um complemento indispensável à análise, apreciação crítica, discernimento e experiência vivida dos técnicos envolvidos. Este tipo de modelos tiveram o seu desenvolvimento original e posterior divulgação, essencialmente em universidades americanas, na década de 70, uma década a que se poderia chamar a *era da simulação*, no sentido em que houve avanços significativos na formulação dos algoritmos de cálculo e nos programas de computador, acompanhados naturalmente por uma vertiginosa evolução da *performance* e capacidades de *hardware*.

Na década de 80 assiste-se à proliferação do desenvolvimento de novos modelos por universidades europeias, muitas vezes consorciadas em equipas pluri-disciplinares incluindo empresas informáticas e representantes dos utilizadores (empresas de consultoria e empresas gestoras dos sistemas). Assiste-se igualmente à comercialização de pacotes de *software*, e a uma crescente oferta neste domínio, à medida que as *software houses* em crescente espírito competitivo, apostam no desenvolvimento de interfaces gráficas, amigáveis, que torne mais atractiva a tarefa do utilizador ou destinatário principal do produto. Ainda nesta década, começam a ser integrados nos modelos (que privilegiavam até à data quase exclusivamente a

modelação de aspectos quantitativos - modelos hidráulicos e hidrodinâmicos) uma nova abordagem que inclui, com particular ênfase, aspectos de natureza qualitativa, tendo em consideração os mecanismos de transporte e degradação de poluentes nas redes e seu impacto ao nível da eficiência dos processos de tratamento na ETAR e da descarga directa de excedentes de sistemas unitários a montante, através de descarregadores.

Durante os anos 90 está a ser dada especial atenção à evolução das *performances* dos sub-modelos de qualidade a par de uma aposta continuada na capacidade (número máximo de nós e troços), flexibilidade, facilidade de utilização e facilidade de interpretação de resultados, com recurso às crescentes capacidades de visualização gráfica proporcionadas pelo moderno *hardware* e *software*.

Os dados de entrada dos modelos, peças fundamentais para a credibilidade que os resultados possam merecer, começam a estar arquivados de forma sistemática em sistemas de informação. Começa a banalizar-se o uso de cadastros informatizados, com os dados sobre as características físicas e topológicas dos sistemas, dos sistemas de informação que arquivam os dados provenientes dos sistemas de operação recorrendo a telemetria. A integração e o diálogo entre todo este conjunto de aplicações constitui outro desafio que a pouco a pouco tem vindo a ser ganho. Por outro lado, a produção e disponibilização de maior quantidade de dados de operação tem vindo a incentivar a criação de instrumentos de análise desses dados, pondo-os ao serviço do diagnóstico de funcionamento dos sistemas.

Nesse sentido, a tendência verificada nos anos 90 aponta talvez para o que se poderá designar por *era do diagnóstico apoiado em computador*.

O Quadro seguinte resume, para cada fase da reabilitação, a aplicabilidade dos principais grupos de instrumentos, metodologias ou procedimentos disponíveis.

QUADRO 1 - Matriz de aplicabilidade dos instrumentos

	Percepção de deficiências	Diagnóstico detalhado	Listagem de potenciais soluções	Comparação de soluções alternativas	Implementação de soluções
Recolha de toda a informação e inspeção local complementar					
Simulação hidráulica: construção, calibração e validação do modelo (*)					
Análise do desempenho do sistema					
sistemas de informação (*)					
Análise de dados operacionais (*)					
instrumentos de dimensionamento					
análise de adequabilidade das tecnologias existentes ao caso concreto					
realização das intervenções no sistema					

O asterisco assinala as ferramentas computacionais que são referidas nesta comunicação.

5. A REABILITAÇÃO COMO UMA ABORDAGEM INTEGRADA

5.1 Introdução

Em termos gerais, a abordagem de um processo de reabilitação de um sistema de águas residuais inclui uma sequência lógica e articulada de procedimentos, pesquisas, medidas, acções e processos de decisão, que se podem sistematizar, simplificada, em quatro grandes fases/níveis de evolução, exemplificados no organigrama da Figura.1, e que são os seguintes:

- 1ª Fase - *Planeamento inicial* - inclui a recolha programada e sistemática de dados e inspecções de campo complementares para a percepção de deficiências;
- 2ª Fase - *Estudos de Diagnóstico* - inclui a análise e avaliação de condições de funcionamento e desempenho em termos hidráulicos, estruturais e ambientais, com recurso nomeadamente à modelação matemática, à monitorização dos sistemas e à visualização e inspecção locais;

- 3ª Fase - *Estratégia e plano das intervenções* - inclui a selecção das opções mais adequadas e a realização de um plano das intervenções no terreno;
- 4ª Fase - *Concretização e monitorização das intervenções* - inclui a concretização das soluções preconizadas de reabilitação, a avaliação da sua *performance ex-post* e eventuais ajustes nas soluções finais.

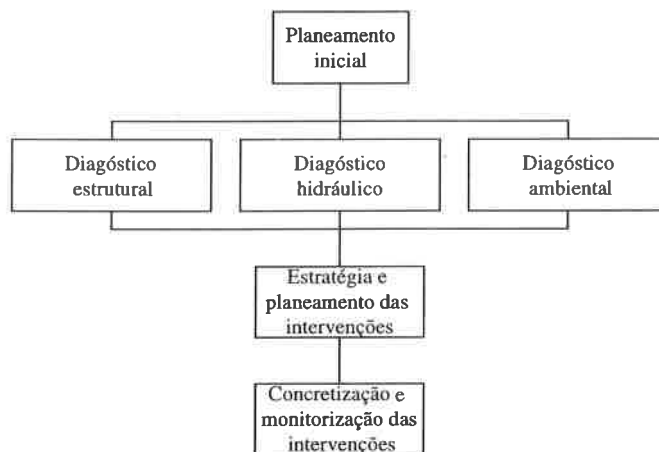


Figura 1 - Abordagem integrada da reabilitação - organograma simplificado

A cada uma das quatro fases identificadas corresponde, naturalmente, com conjunto mais alargado e sistematizado de procedimentos e acções, exemplificados de forma mais detalhada na Fig. 2.

Como já foi referido, pretende-se nesta comunicação dar ênfase, dentro do enquadramento global referenciado, aos estudos e instrumentos de diagnóstico, em particular no que respeita os aspectos hidráulicos, sem deixar de fazer referência e descrever, sumariamente, às actividades que constituem as restantes fases. Os aspectos mais detalhados relativos às fases de *Estratégia e plano das intervenções de reabilitação* à *Concretização e monitorização das intervenções* são abordadas em duas comunicações deste mesmo Tema Geral, tal como referido em BAPTISTA (1995).

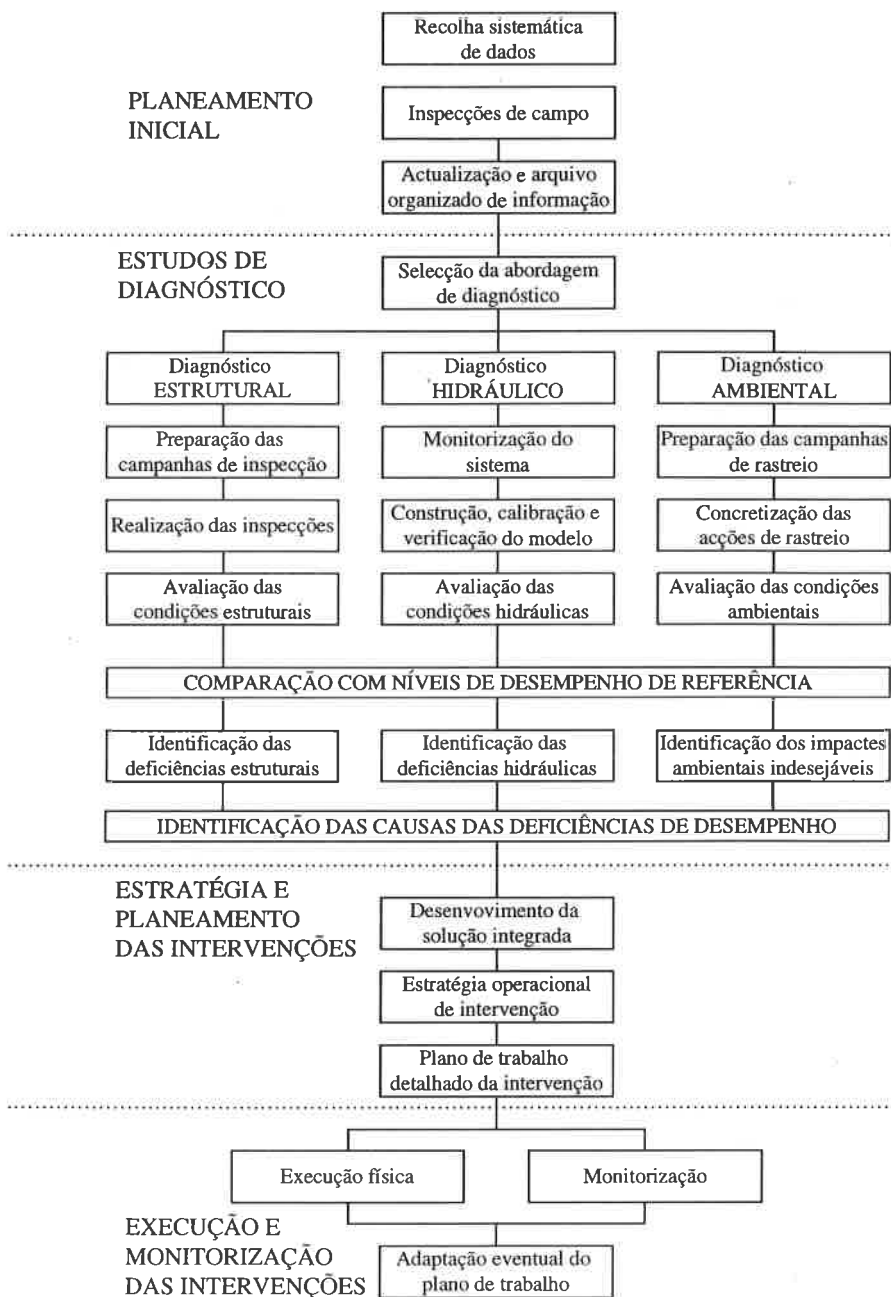


Figura 2 - Abordagem integrada da reabilitação - organograma detalhado

5.2 Planeamento Preliminar

O objectivo desta fase é obter, de forma tão de exaustiva e rigorosa quanto possível, informação actualizada sobre o sistema de águas residuais no seu conjunto, incluindo o seu estado funcional e de conservação. A abordagem preliminar incide, essencialmente, em dados de cadastro, baseados em cartas, complementada com informações da exploração. Constituem, assim, elementos a recolher, dados sobre as bacias de drenagem e suas características (delimitação, áreas drenadas, declives médios, áreas impermeáveis, semi-permeáveis e permeáveis) e dados sobre as infra-estruturas de drenagem propriamente dita (incluindo a rede de colectores, câmaras de visita, descarregadores, outras estruturas complementares, etc). Sendo os elementos de cadastro frequentemente insuficientes e desactualizados, torna-se necessário complementar a informação requerida através de um plano sistemático de inspecções de campo. Muitos problemas estruturais e de funcionamento hidráulico são, através de técnicas de inspecção, identificados, documentados e eventualmente classificados. As deficiências mais correntes incluem, frequentemente, assoreamento e depósitos nos colectores em maior ou menor grau, assentamento com abatimento de soleiras, fissuras em vários pontos e com várias causas, incrustações na superfície interna, acessos insuficientes ou inutilizáveis por razões de segurança, pontos de estrangulamento ou obstrução por causas diversas, ligações indevidas, etc. Esta informação deve ser ainda complementada com informação histórica de registos de ocorrências menos frequentes (por exemplo, precipitações excepcionais, rotura ou colapso de colectores, descargas poluentes com frequência inaceitável), obtida a partir de arquivos, (fotográficos e outros) ou de dados de exploração, que permitam identificar e delimitar áreas críticas.

O enorme volume de informação recolhido deve ser gerido eficientemente por forma a tirar-se dele o maior partido. Assim, nesta fase, devem ser também convenientemente planeados e definidos os procedimentos de validação, arquivo, verificação e gestão de dados, utilizando bases de dados potentes e adequadas à utilização e actualização posteriores da informação, para fins eventualmente diversos. Um dos objectivos nucleares é a sua utilização como dados de entrada na construção do modelo matemático de simulação, ferramenta indispensável para efeitos de diagnóstico de funcionamento hidráulico.

5.3 Diagnóstico hidráulico

Os instrumentos por excelência de apoio ao diagnóstico do funcionamento hidráulico de um sistema de drenagem de águas residuais são os modelos de simulação dinâmicos, frequentemente chamados modelos hidrodinâmicos, que reproduzem as características hidráulicas do sistema simulado, ao longo de um período de tempo para o qual se conhece (ou se estima) a evolução do cenário de solicitações e de operação, como se de um filme se tratasse. Os mais recentes modelos hidrodinâmicos dispõem já de sub-modelos de simulação da qualidade da água que permitem, nomeadamente, simular a frequência e carga poluente veiculada pela descargas de excedentes de sistemas unitários, através de descarregadores, para o meio receptor.

Um modelo de simulação pode constituir um instrumento privilegiado de análise das causas de comportamentos hidráulicos deficientes, auxiliar no estabelecimento e obtenção de objectivos de desempenho do sistema (nomeadamente na avaliação do cumprimento de parâmetros de qualidade) e identificar opções alternativas de reabilitação. Para efeitos de apoio ao diagnóstico o modelo matemático, depois de construído para o caso em estudo, precisa de ser calibrado e validado, através de campanhas de medição que permitam comparar e ajustar valores simulados e valores medidos, através da variação e ajuste dos seus parâmetros intrínsecos.

5.4 Diagnóstico estrutural

Os elementos de base em que assenta o diagnóstico do comportamento estrutural de um sistema de águas residuais são, essencialmente, campanhas planeadas de reconhecimento, observação directa e inspecções aos colectores, directas ou indirectas, recorrendo neste último caso a técnicas de utilização de circuitos internos de televisão e de gravação em vídeo. As condições devem ser as mais adequadas a uma percepção realista das principais deficiências (acessibilidade, limpeza possível, baixos níveis de escoamento) com garantia de cumprimento de critérios de segurança do pessoal. A identificação e codificação das deficiências deve ser previamente estabelecida, de forma clara, e os registos devem ser realizados de forma completa e cuidadosa, de modo a permitir que os resultados possam ser bem interpretados e

comparados. As deficiências a listar devem incluir, entre outras: fissuras, fendas ou brechas inaceitáveis; deformações; juntas abertas, defeituosas ou deslocadas; ligações indevidas; intromissão de raízes de árvores; assoreamento, sedimentos ou depósitos de resíduos ou entulhos; infiltrações; aluimentos, roturas; câmaras de visita com deficiências; evidenciação de fenómenos de agressão química ou física. Existem hoje normas recentes, de que constitui bom exemplo a norma holandesa NEN 3399 (1994) - *Sistemas de classificação de inspecção visual de redes de águas residuais*, que são excelentes documentos de referência para a sistematização objectiva e codificação de deficiências estruturais resultantes de inspecções de campo.

De notar que, em particular alguns aspectos do diagnóstico estrutural, podem ser relevantes para a avaliação do desempenho hidráulico e do impacte ambiental.

5.5 Diagnóstico ambiental

As observações e o rastreio para efeitos de diagnóstico de eventuais impactes ambientais provocados pelas redes de águas residuais devem incluir, entre outros, os seguintes aspectos: identificação ou verificação de ligações industriais, em termos quantitativos e qualitativos no que respeita o cumprimento dos normativos legais, em particular se se trata de efluentes perigosos; observação dos pontos onde se verifica ausência de estanquidade, com o conseqüente derrame de águas residuais para o exterior, em particular em zonas de aquíferos sensíveis a preservar de contaminação; observação das descargas nos meios receptores tendo em vista a verificação do cumprimento dos objectivos de qualidade. Outros elementos relacionados, nomeadamente, com cheiros indesejáveis, ruído acima de valores aceitáveis ou aspecto visual e estético desagradáveis, devem fazer igualmente parte de um rastreio de natureza ambiental.

5.6 Metodologia e planeamento das intervenções de reabilitação

Os resultados das fases de diagnóstico hidráulico, estrutural e ambiental conduzem à identificação das deficiências de funcionamento do sistema em cada uma destas vertentes. A

avaliação do impacto relativo de cada uma e a sua hierquização são importantes, de modo a tornar-se possível estabelecer prioridades de actuação e planear de forma global e racionalizada o desenvolvimento das soluções no terreno. Deverão ter-se em consideração, entre outras, as seguintes variáveis operacionais, na avaliação das melhores soluções: faseamento dos trabalhos, priorizando as obras com maiores benefícios esperados a curto prazo em termos de desempenho; reciclagem dos materiais e resíduos produzidos nas obras; articulação com outras infra-estruturas por forma a beneficiar de efeitos de escala; minimização de incómodos para a população incluindo factores relacionados nomeadamente com o tráfego, o ruído, a poluição do ar e outros de natureza social; custos futuros de operação; custos totais, directos e indirectos, nomeadamente os de natureza social. Seguidamente deverá ser elaborado um plano de trabalhos detalhado incluindo etapas de execução, custos, relação com outros trabalhos, segurança, etc.

5.7 Concretização e monitorização *ex-post* das soluções

Nesta fase de concretização das soluções várias são as tecnologias aplicadas ao nível das soluções hidráulicas, estruturais e ambientais. Existe um leque muito variado de soluções tecnológicas que vão desde mecanismos operacionais eficientes de limpeza e remoção de obstáculos, passando pela utilização e aplicação de modernas resinas e outros produtos similares em revestimentos interiores e exteriores, até à utilização de técnicas sofisticadas em operações de reparação, renovação ou substituição de componentes dos sistemas. Estes aspectos tecnológicos serão abordados com maior detalhe nas comunicações de ALLEN (1996) e HIRNER (1996), neste mesmo Tema Especial.

Por fim é importante verificar *à posteriori* o impacte da solução de reabilitação na melhoria de comportamento do sistema, nomeadamente na resolução dos problemas previamente identificados, e no cumprimento dos objectivos de desempenho estabelecidos que motivaram a sua realização.

6. MODELOS DE SIMULAÇÃO E ANÁLISE DE DESEMPENHO HIDRÁULICO

6.1 Introdução

Os modelos matemáticos de simulação constituem a ferramenta por excelência na análise e diagnóstico das condições de funcionamento de um sistema de drenagem de águas residuais e no apoio à definição de prioridades de reabilitação, pois permitem avaliar e prever as respostas destes sistemas às solicitações a que estão sujeitos. No entanto é necessário o conhecimento das características hidrológicas, hidráulicas e de qualidade do sistema em estudo, assim como as solicitações que se pretendem analisar. Os dados necessários dependem do tipo e do detalhe dos modelos a utilizar. Por outro lado, a escolha do modelo deve ser feita atendendo, essencialmente, a três aspectos fundamentais: definição clara dos objectivos da análise a efectuar; escolha do modelo mais simples que satisfaz os objectivos da análise; uso de um método consistente com o tipo e características dos dados disponíveis. Um modelo mais detalhado necessita de um maior número de dados para a descrição dos sistemas do que um modelo menos detalhado. Pode dizer-se que a utilização destes modelos tendo como finalidade o apoio a intervenções de reabilitação, incidindo em geral em zonas críticas delimitadas, exige que se opte por modelos complexos e bastante detalhados, em particular no que respeita a descrição do sistema hidráulico.

6.2 Construção do modelo. Dados necessários e resultados obtidos

A construção do modelo do sistema a analisar passa, essencialmente, pela introdução e carregamento dos dados necessários ao seu funcionamento, após recolha criteriosa e validação nos formatos requeridos pela sua formulação. Estes dados são essencialmente: *dados hidrológicos*, relativos às bacias drenantes e suas características, *dados hidráulicos* relativos à rede de colectores e seus acessórios ou estruturas complementares, *dados de qualidade das águas residuais*, relativos a concentrações de poluentes e de sedimentos, *solicitações do sistema*, tais como a precipitação, as aflúncias localizadas e respectivas concentrações de poluentes, *condições de fronteira*, tais como a variação de níveis no meio receptor incluindo o efeito de maré, e ainda *parâmetros* intrínsecos de formulação do modelo.

A recolha, processamento e a inserção de dados num modelo requer parcimónia e o grau de dificuldade depende da dimensão e complexidade do sistema em estudo. Actualmente, o desenvolvimento informático tem vindo a proporcionar novas ferramentas que facilitam o armazenamento, validação, tratamento e manipulação dos dados, tais como os sistemas de bases de dados e de CAD, a possibilidade de digitalização de cartas e os sistemas de informação geográfica a que se faz referência sumária mais adiante.

Os resultados obtidos com um modelo de simulação, que no caso mais geral considera também a componente qualidade, incluem, nomeadamente: os resultados sectoriais do modelo hidrológico que fornecem os hidrogramas de caudal que afluem das diversas bacias drenantes à rede de colectores; os resultados do modelo hidráulico que fornecem séries temporais de caudais, níveis e velocidades nos colectores, séries temporais de níveis e caudais bombeados através de grupos elevatórios ou descarregados através de estruturas de transferência ou descarga; os resultados do modelo de qualidade que pode fornecer concentrações de poluentes no sistema ou nas descargas para o meio receptor (massa total ou polutogramas).

Depois do modelo construído, ou seja, após ter sido efectuada a introdução de todos os dados necessários, é possível obter resultados, através de simulações, utilizando, se assim se quiser, solicitações distintas correspondendo a cenários diversificados.

No entanto, antes do modelo estar calibrado e validado, os resultados podem não constituir o «simulador» da realidade que se pretende.

6.3 Calibração e verificação do modelo

Um modelo nunca deve ser usado como suporte a decisões relevantes de reabilitação sem ser previamente calibrado e verificado com base em dados recolhidos para o efeito. Os resultados de simulação podem apresentar erros com várias origens, podendo identificar-se várias fontes de incerteza: nos conceitos de base do modelo, no modelo adoptado, nos parâmetros seleccionados, nas condições iniciais, na duração dos eventos ou nos dados.

A calibração consiste no processo que compara os dados medidos com os resultados da simulação, procedendo-se à modificação dos parâmetros do modelo, até que haja uma razoável aproximação entre eles. Sem calibração e verificação com dados locais um modelo é apenas uma hipótese possível. A calibração permite encontrar as melhores estimativas para os

parâmetros e coeficientes desconhecidos à partida e identificar as incertezas associadas BECK (1991).

A calibração contribui assim para a credibilidade do modelo e, consequentemente, dos resultados obtidos. É desejável que um modelo seja calibrado para os mesmos objectivos e cenários de aplicação que se pretendem analisar com a simulação.

A procura do conjunto de parâmetros que conduz a uma melhor calibração pode ser feita manualmente por tentativas ou por recurso a algoritmos de optimização. No entanto, dada a complexidade destes, é normalmente seguido o procedimento manual, tendo por base o significado físico das alterações nos parâmetros sobre os resultados do modelo. Este procedimento é iterativo até que exista uma correlação aceitável entre as medições e os resultados.

A verificação do modelo é um passo posterior à calibração para testar os valores dos parâmetros seleccionados com dados diferentes dos usados na calibração. No caso de os resultados da verificação não serem aceitáveis este passo será uma repetição da calibração.

De acordo com MARSALEK (1977) as duas funções importantes da calibração são: (1) estimar os valores do modelo que são difíceis de medir ou não mensuráveis directamente (ex: coeficientes de rugosidade); (2) compensar de algum modo pequenas deficiências na estrutura do modelo. Adicionalmente, o processo de calibração também serve para avaliar a sensibilidade do modelo a variações nos valores dos parâmetros WALESH (1989).

O procedimento de calibração e verificação está sintetizado na Figura 3.

Para efectuar as fases de calibração e verificação é necessário usar grupos de dados distintos embora cobrindo ambos a variedade de situações que se pretender simular no modelo. No entanto, na prática, é por vezes difícil dispôr de dados suficientes para estas duas fases. Os dados que podem ser usados para a calibração de um modelo podem ser só quantitativos mas também informação qualitativa, como por exemplo níveis atingidos durante uma cheia, ou a delimitação aproximada da área em que se verificaram inundações de caves. Também registos fotográficos podem ser úteis de algum modo.

Os tipos de dados quantitativos a utilizar na calibração dos modelos hidráulicos são, essencialmente, registos contínuos e simultâneos de níveis e caudais em pontos relevantes da rede, além dos registos de intensidades de precipitação e, em geral, das afluências à rede.

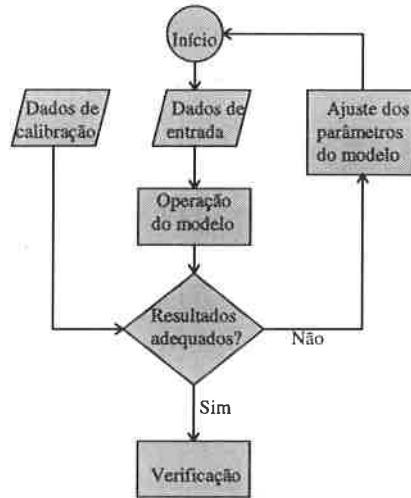
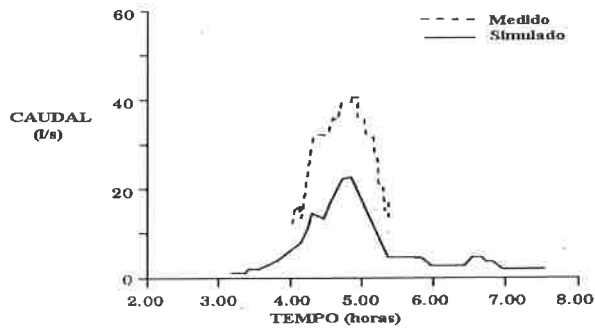
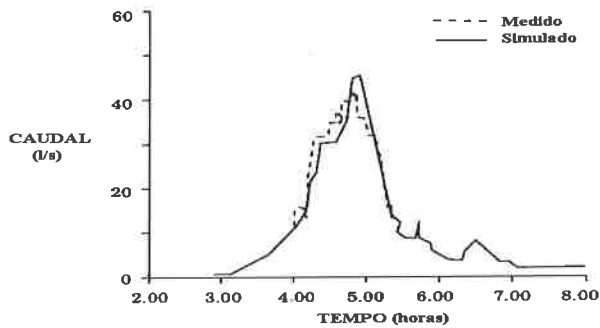


Figura 3 - Processo geral de calibração de um modelo (adaptado de WALESH 1989)

A qualidade dos dados a usar na calibração vai ter repercussão no ajustamento que será possível obter entre os valores medidos e simulados. WALESH (1989) apresenta três tipos de erros que podem existir quer nos dados de entrada do modelo quer nos dados para a calibração: erros aleatórios, sistemáticos e de manipulação. Os primeiros são dispersos e difíceis de identificar, pois resultam de causas variadas sem padrão, e considera-se não terem influencia significativa em termos médios. Pelo contrário, os erros sistemáticos tendem a ocorrer com uma tendência marcada relativamente aos valores reais, apresentando por regra um desvio ou relação fixa com o valor real. Os erros de manipulação são introduzidos nas fases de processamento dos dados ou dos equipamentos (por exemplo, introdução incorrecta de códigos de coordenadas). A automatização e a adopção de procedimentos de verificação, tal como os que são utilizados em modernas e potentes estruturas de bases de dados pode eliminar em grande parte este tipo de erros. Na figura 4 exemplifica-se o efeito de um eventual erro cometido na afectação das áreas impermeáveis da bacia drenantes para um trecho de colector.



EFETO DE ERROS NAS ÁREAS IMPERMEÁVEIS



RESULTADO DO AJUSTAMENTO DAS ÁREAS IMPERMEÁVEIS

Figura 4 - Comparação de simulações antes e após o ajustamento de áreas impermeáveis

A exactidão dos resultados será sempre igual ou inferior à exactidão dos dados de entrada. Esta, para dados quantitativos (caudal, níveis, etc.), é considerada, por consenso, maior do que para dados de qualidade WALESH (1989).

7. SISTEMAS DE INFORMAÇÃO

Os sistemas de informação geográfica (SIG) permitem associar e interligar aspectos de natureza geográfica com estruturas de base de dados. No domínio dos sistemas de águas residuais, pelo interesse que apresenta, o uso de SIG tem vindo a aumentar DELAPLACE e PRICE (1991). Com efeito, na construção de um modelo matemático de simulação é essencial a identificação tão detalhada quanto possível das parcelas de terreno e das suas propriedades como o tipo de solo, a cobertura, o declive, etc. O SIG é a ferramenta apropriada para realizar este tipo de mapas e armazenar esta informação que é, posteriormente, fácil de actualizar.

Existem diversos tipos de SIG sendo uns mais potentes, outros mais virados para aplicações específicas. No entanto, basicamente a função do SIG é melhorar a capacidade do utilizador para modelar, analisar e tomar decisões em casos concretos porque permite criar os mapas de informação, relacionar esta informação com os modelos de simulação e apresentar graficamente os resultados. O custo da implantação de um SIG depende não só da mão de obra necessária mas também da aquisição de dados, do *hardware*, e do *software* que exige.

8. MONITORIZAÇÃO DOS SISTEMAS E ANÁLISE DE DADOS OPERACIONAIS

As simulação hidráulica é um instrumento reconhecidamente potente na análise de diagnóstico de um sistema de águas residuais e no apoio sustentado a intervenções de reabilitação, mas as suas potencialidades só poderão ser completamente exploradas se se dispuser de sistemas monitorizados, ou seja, em que existem equipamentos instalados de medição em regime contínuos ou quase-contínuo de variáveis relevantes (ex. a precipitação, as variações de níveis/caudais em tempo seco e em tempo chuvoso, a carga poluente descarregada para o meio receptor, etc).

A transformação dos dados *brutos*, da forma em que são gerados para dados que possam ser interpretados e utilizados com valor acrescido para apoio directo ou indirecto a processos de decisão, nomeadamente como *input* em ferramentas de modelação, exige uma articulação estreita entre *hardware* e *software*, tirando o maior partido das modernas tecnologias em termos de sistemas de registo, transmissão e processamento informático e visualização gráfica de resultados.

A título meramente exemplificativo apresentam-se na Figura 5 os perfis-padrão dos caudais residuais domésticos obtidos numa bacia-piloto experimental, no âmbito de um estudo de caracterização de caudais domésticos ALMEIDA et al (1993).

Estudos deste tipo podem ser bastante úteis pois permitem fornecer boas estimativas não só dos caudais médios, em tempo seco, mas também da sua variação diária, semanal ou sazonal. Na ausência deste tipo de registos a contribuição do caudal de tempo seco, em sistemas unitários, é assumida como constante, o que pode introduzir menor rigor numa abordagem mais detalhada.

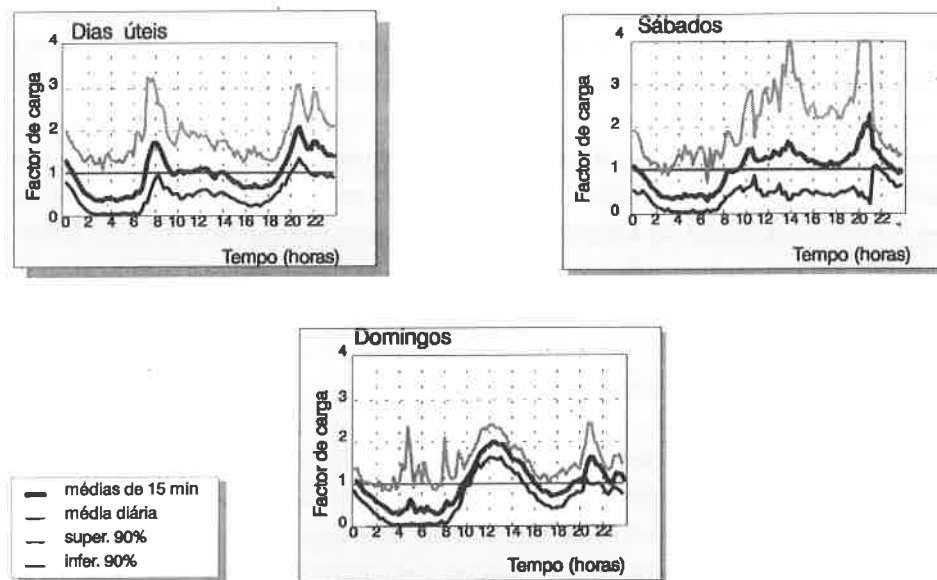


Figura 5 - Perfis padrão do caudal doméstico - Vila D'Este (Almeida *et al.*, 1993)

9. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A problemática da reabilitação dos sistemas de drenagem de águas residuais deve ser vista numa perspectiva integrada que atenda a factores técnicos, económico-financeiros, sociais e ambientais. A minimização de incómodos e prejuízos para o utente, associada à melhoria do bem estar e da qualidade de vida do seu *habitat* envolvente, nomeadamente através da valorização dos seus cursos de água, deverão constituir, entre outros, objectivos a atingir com programas e iniciativas deste tipo.

A pluridisciplinaridade requerida pela reabilitação também se faz sentir nas exigências de cooperação entre a investigação, a consultadoria, a engenharia municipal, a indústria e, no seio das entidades gestoras - municípios, serviços municipalizados ou empresas públicas municipais - entre os seus vários serviços ou sectores. Com efeito, o estabelecimento de um diagnóstico de deficiências passa pela caracterização correcta da situação dos sistemas e vários são os serviços, em geral, que dispõem de informação útil que pode concorrer para tal fim. O diálogo intersectorial e a partilha eficiente de informação actualizada são indispensáveis para o sucesso, a vários níveis, das intervenções de reabilitação.

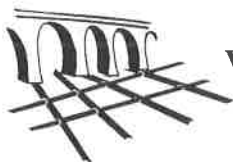
Os modelos de simulação, os sistemas de informação, os equipamentos de monitorização e inspecção, os sistemas de análise de dados operacionais são instrumentos

que, cada vez mais, devem estar ao serviço do quotidiano dos técnicos, para lhes facilitar o trabalho e o ganho de eficácia, ao mesmo tempo que lhes permite apoiar, de forma sustentada, a tomada de decisões. A este respeito, considera-se merecer referência como exemplo inovador neste domínio em Portugal, o trabalho conjunto em curso, coordenado pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil e desenvolvido em estreita e excelente colaboração com a Câmara Municipal de Lisboa, no âmbito do projeto comunitário SPRINT SP98 - *Hydraulic Analysis for Urban Drainage Rehabilitation*, reportado em duas comunicações do temas gerais deste Encontro ALMEIDA et al. (1996) e JORGE, J.M.S.et al. (1996).

10. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALLEN, RUTH. (1996) -- «New and emerging rehabilitation technologies and their cases studies in the U.K.», VII Encontro Nacional de Saneamento Básico, Coimbra.
- ALMEIDA ET AL (1993) -- «Avaliação experimental das relações entre consumos de água e rejeição de efluentes. Aspectos metodológicos e resultados». VI Encontro Nacional de Saneamento Básico, Escola Superior de Tecnologia, Setúbal.
- ALMEIDA ET AL (1996) -- «Reabilitação de sistemas de drenagem urbana: I-Metodologia e aplicação a um caso de estudo». VII Encontro Nacional de Saneamento Básico, Coimbra.
- BAPTISTA, J,M; PÁSSARO, C. (1994) -- «Dificuldades na aplicação das directivas nos países da União Europeia. Informação APESB», nº 47, Abril, Lisboa.
- BAPTISTA, J.M. (1996) -- »Diagnóstico e reabilitação de sistemas de saneamento básico. A situação em Portugal e a necessidade de reabilitação», VII Encontro Nacional de Saneamento Básico, Coimbra.
- BECK, M.B. (1991) -- *Principles of modeling*. Water Science and Technology, vol.24 (6), pp.1-8
- BRITON, R. (1993) -- «An European overview on sewerage system rehabilitation methods: the experience of U.K.». In TECHWARE European Training Course SP2.1 on Drinking and Wastewater: network analysis, optimisation and mains rehabilitation, Genoa, Italy.
- DELAPLACE, D.M.; PRICE, R.P. (1991) -- *Urban drainage models linked to CAD and GIS - the UK experience*. In *New Technologies in Urban Drainage*, UDT'91, C. Maksimovic (Ed.), Dubrovnik, Yugoslavia.
- HIRNER, W. (1996) -- «Rehabilitaton policies of urban distribution systems in Germany», VII Encontro Nacional de Saneamento Básico, Coimbra.
- JORGE ET AL. (1996) -- «Reabilitação de sistemas de drenagem urbana: II-Participação de uma entidade gestora na aplicação de novas metodologias». VII Encontro Nacional de Saneamento Básico, Coimbra.

- MARSALEK ET AL. (1992) -- *Urban drainage systems: design and operation*. INTERURBA. IAWPRC Workshop, Wageningen, Holanda.
- MARSALEK, J. (1977) -- «Data collection, instrumentation and verification of models. In Proc. Conference on Modeling Concepts on Urban Drainage», Paper nº 8.
- MATOS, M.R. (1987) -- *Métodos de Análise e de Cálculo de Caudais Pluviais em Sistemas de Drenagem Urbana. Estudo referenciado em dados experimentais de bacias urbanas portuguesas*. Tese para a obtenção do grau de Especialista, LNEC.
- MATOS, M.R. ET AL. (1994) -- *Modelação de sistemas de drenagem urbana, estações de tratamento e impacte nos meios receptores. Curso Introductório*. Projecto CROWN-COMMET, Lisboa, LNEC, 4-6 Julho
- NEN 3399 (1995) -- *Sewerage Systems Outside Buildings - Classification system for visual inspection of sewers*, Netherlands Standardisation Institute, 1st Edition, September 1994.
- PREN 752 -PART 5 (1995) -- «Drainage and Sewer Systems Outside the Buildings - Part 5: Rehabilitation», CEN.
- WALESH (1989) -- *Urban Surface Management*. John Wiley and Son.
- WRC (1986) -- *Sewerage rehabilitation manual*. 2nd edition. Water Research Center, Water Authorities Association, Swindon.



VII ENaSB - Encontro Nacional de Saneamento Básico
Coimbra - 14 a 16 de Fevereiro de 1996

Rehabilitation Policies of Urban Water Distribution Systems of Germany

Wolfram Hirner

*EWAG Energie- und Wasserversorgung AG
Nuremberg, Germany*

Abstract

The total installed pressure network length in Germany amount to about 376.000 km. About 50 % are cast and ductile iron mains with high percentage of unprotected surfaces and weak points because of corrosion and/or high incrustation. Rehabilitation measures become more and more important in technical and economical point of view. As a result of German inquiries about 1 % of the existing network length has been rehabilitated per year.

In developing a rehabilitation programme a strategic planning based on a network-analysis must be carried out. The defined rehabilitation rate and the choosen method depends on the network condition. A successful rehabilitation must include the whole network system such as pipes, valves, service lines and other assets. Rehabilitation measures should improve reliability of the supply with regard to customer expectations, should reduce maintenance costs and should guarantee a long term and troublefree service life of the system.

1. WATER SUPPLY COMPANIES AND DISTRIBUTION SYSTEMS

In Germany there are approximately 7.000 water works; 1.140 water companies, which are recorded in the German water statistics of the „Federal Association of German Gas and Water Works, BGW“, account for about 85 percent of the total water production. Irrespective of legal forms, 96 percent are fully owned by communities, 3 percent are mixed ownership (public and private) and less than 1 percent are private companies.

Most of the 1.140 registrated water companies are very small. 3 percent of the recorded number are responsible for about 50 percent and 58 percent of the water companies are responsible for only 10 percent of the produced water with less than 1,5 Mio m³ production per year, Fig. 1. This is an important difference to some other European countries, Table 1

¹⁾ Managing Director Natural Gas and Water Supply

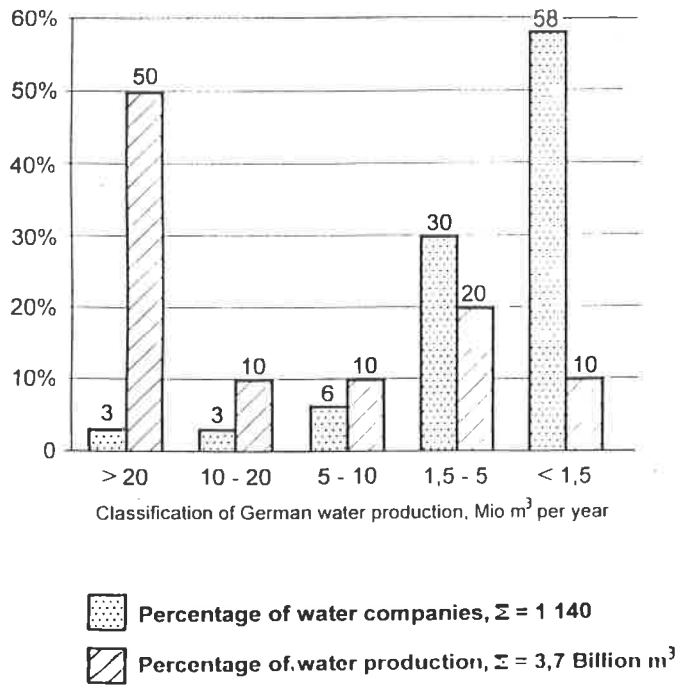


Fig: 1 Number and production German water companies, 1993

	Resident Population (1989) Mio	Responsible Organisations No	Number of organisations per million people No/Mio
Belgium	9.7	130	13
Denmark	5.1	140	27
France	55.3	15.000	270
Germany	81.3	7.000	86
Italy	57.2	7.000	122
Netherlands	14.6	110	7
Spain	38.8	≈ 220	6
England, Wales	50.0	39	1
Scotland	5.5	12	2
USA	225.0	60.000	267

Table 1: Fragmentation in Water Industry

The total installed length of the networks of East Germany (New Länder after reunification) and of West Germany (Old Länder) is approximately 376.000 km. The material proportions are, Table 2:

	East Germany	West Germany	Total
Network length, 1993	54.000 km	322.000 km	376.000 km
• Cast and ductil iron	30 %	52 %	48 %
• Steel	17 %	5 %	7 %
• Asbestos and concrete cement	15 %	10 %	11 %
• Plastics (PVC, PE)	11 %	31 %	28 %
• Other materials	2 %	7 %	6 %

More than 50 % of the new pipes are laid in plastic materials with a tendency to increase. In larger towns the ductil iron proportion predominates, in smaller cities and rural regions predominates plastic pipes, as an average. The great majority of service lines are installed in PE-materials. Asbestos cement pipes are not laid any more, they are outlawed. Lead service pipes have to be replaced.

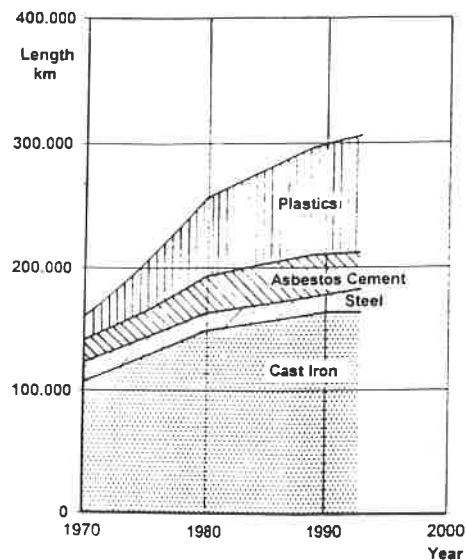


Fig: 2 Network length and proportion of materials West Germany

During the seventies the increase of network length came to about 5 %, during the eighties about 2 % and during the last years not more than 1 %, Fig. 2. The main area of our network tasks is now changing. Maintenance and rehabilitation of the existing networks are becoming more and more important in relation to construction of new pipes and systems, both in technical and economical point of view.

2. WEAK POINTS IN DISTRIBUTION SYSTEMS

Causes and extent of weak points in the distribution systems vary greatly depending on the local conditions. Generally the major weak points with short, medium or long term rehabilitation needs will focus in the following areas:

- Cast iron pipes with high break rates, especially for small diameters up to 150 mm, or tendency to graphitization;
- Cast iron pipes, which have been laid until 1965, without or only tar/bitumen internal coatings, now often highly incrustated. The proportion of such pipes accounts to about 40 % of the whole German network length.
- Ductil iron pipes with inadequate outer and inner corrosion protection, leading to outer and inner corrosion and incrustation. In Germany such ductile iron pipes were produced and laid ungalvanised without any outer zinc PE- or cement coating up to 1975. Particularly in aggressive soils they get pinholes with corrosion rates at least of 0,1 mm a year. Approx. 10 % of the German network length exists of this unprotected, material.

Completely outer and inner protected ductile iron pipes, inside with cement mortar lining have been produced since about 1970/75. For these pipes we can expect a long service life of more than 100 years. In situ cement mortar lining has been carried out on a larger scale in Germany since about 1980, with exception of one large town since early seventies.

- Steel pipes without adequate outer and inner protection, which have been laid to about 1975. Such pipes run the highest risk to corrosion.
- Steel service lines without adequate outer and inner protection, have been laid at least to 1960 in Germany. These service lines, approx. 30 % of the total extent, are mostly the actual and most important weak points with the far highest repair and renewal rates within the network system.
- Asbestos cement pipes; they are not produced and laid anymore. The existing pipes must be replaced as soon as any damage calls for repair.
- Lead service lines must be replaced.
- Older slide valves with metallic sealing, valve bag and stuffing box-sealing without proper operation conditions because of deposits, leakages and/or water stops are not tight. Such valves have been installed up to 1975, therefore more

than 50 % of the valves in the distribution systems are not in good operational conditions.

It all adds up to about 50 % of the existing pipes and valves which must be rehabilitated in a long term period and more than 30 % of the service lines which must be replaced in a relative short or medium time. The situation presents engineers with a serious problem. They should decide about rehabilitation, relining replacement before the mains reach a state where they cannot be renovated or where the supply conditions are unacceptable.

Extremely low rehabilitation rate in the past, unfavourable material structure, poor material quality, superannuated networks and aggressiv water have let in East Germany to a poor state of the network, to high rate of water losses and to a high damage rate. Only 3 % of the metallic pipes have a cement mortar lining; (old Länder about 25 %). The European standards for drinking water quality cannot be achieved in many cases during the next few years, above all because of the bad conditions of the distribution systems. The situation in East Germany and within the eastern part of Europe are good examples of what happens if the rehabilitation rate is too low over a long time and only insufficient repairs have been taken place.

Case studies

In order to be able to make representative statements about the extent and the methods of rehabilitation in Germany, inquiries have been carried out in 1988 and an other one in 1993. In 1995 an inquiry about damage rates in German networks has been incorporated within German water companies. This inquiry will be repeated every year to get information about extent and tendency of damage rates.

Case study rehabilitation, 1988

The inquiry has been carried out among 32 large and medium sized water utilities. These utilities have had a total pipeline length of 44.000 km, about 1.360 km per utility. The inquiry represents 15 % of the total existing pipelines in Germany, old Länder.

Cast iron and steel pipes make up 88 % of all the recorded pipes with an average age of about 45 years. This proportion is distinctly higher than the German average. Only 25 % of the pipes have had a cement mortar lining.

The water utilities covered by the inquiry rehabilitate about 500 km a year; this is an average of 1,2 % of the total network length. Rehabilitation means here all methods such as replacement, structural and non-structural lining.

The used rehabilitation methods have been replacement with 350 km a year, and cement mortar lining with 150 km a year, corresponding to 30 % of the total rehabilitation. This figure agrees with a parallel survey carried out among all well-known German pipe manufactures which supply cement mortar linings. Other lining methods have been applied to a very small amount.

Case study rehabilitation, 1993

To get a broader overview about rehabilitation rates an additional inquiry has been carried out 1993. Extend and results of the inquiry are:

Results of the inquiry					
Category of Company	Recorded Companies	Σ Network Length	New Pipe Installation per year	Pipe Rehabilitation per year	Service line Rehabilitation per year
Mio m³/a	No.	km	%	%	%
> 20	19	41.000	0,4	1,1	1,2
5-20	23	15.700	0,7	0,7	1,5
< 5	15	3.800	1,0	2,0	0,9
New Länder	3	2.600	1,6	0,9	3,2

The results are similar to 1988. The rehabilitation rate of large companies with more than 20 Mio m³ supplied water a year is nearly equal to 1988. Medium sized companies rehabilitate less than the larger one. The results of small companies and of the New Länder are not representative because of the low number and recorded network length. Cement mortar lining has a share of only 20 % to 30 %, in East Germany only 3 %.

The inquiry has confirmed, that the rehabilitation rate is higher than the installation of new pipes. It is also confirmed, that the rehabilitation needs of service lines and replacement respectively is higher than for the pipes.

Case study damage-rates, 1995

High damage rates are one of the performance indicators on rehabilitation measures. The Distribution Committee of the German Technical and Scientific Association on Gas and Water, become known by the abbreviation DVGW, has decided in 1995 to carry out a yearly inquiry on damage rates by all companies which are members of the DVGW. Number and reasons of damages on pipes, service lines and valves should be yearly reported to and analysed by the DVGW.

For the first time the inquiry will be started at the end of 1995. First results are expected until February 1996. It would be interesting for a discussion, to get some comparative values of distribution systems of Portugal. Therefore the questionnaire-sheets are enclosed in the appendix to this paper.

3. CRITERIA FOR NETWORK REHABILITATION

Criteria for network rehabilitation are based on national standards which are to be maintained on customer expectations and also on technical and economical guidelines which are set up by the water undertakings. From this, the following main criteria in Germany can be derived:

Criteria defined by national standards:

- Water pressure and demand: A minimum supply pressure is to be maintained in the system in front of the house. This also applies in the case of short-term peak demand, which in the case of special supply conditions can be ten times greater than the annual mean demand. In Germany, this minimum supply pressure is specified as 1.5 to 3.5 bar, as a function of the number of up to 5 floors in the building, Fig. 3
- Water quality: A poor condition of the network (corrosion, incrustation, deposits) and an unfavourable network layout (high residence time, dead end branches, pipes lying too flat), can exert massive effects on water quality. The European and national quality standard must be maintained. With regard to water distribution, this relates in particular to water turbidity, concentrations of iron and manganese, the bacteriological standards, the temperature, odour and taste threshold values.
- Water losses: German guidelines set up a value for network losses, depending of the type of the underground, between 0,1 and 0,5 m³ per km and hour, Fig. 4.

Criteria defined by company objectives concerning asset management and supply image

- Damage frequency: a low damage-rate will improve the reliability of the supply system as well as affecting the maintenance and repair costs. For economic reasons alone, a company should be decide from what damage rate the pipe should be replaced. Damage statistics serve as the basis.
- The cause of the damage, such as breaks, corrosion, earth movement etc: determines the type and method of rehabilitation
- Weak points: Weak points are those points at which it is suspected that damage may occur. The preventive elimination of weak points reduces the probability and frequency of damage. Weak points are, for example, instances of corrosions before water leakage occurs, incrustations in pipelines, risks to the pipe because of its location, such as inadequate coverage, weak points at connection joints and valves, which impair their function.
- Maintenance costs of distribution systems: Poor network condition will lead to high costs for maintenance and repair. Guideline values for appropriate maintenance costs are derived from company comparison figures. In Germany,

Nominal pressure of pipes	10 bar
Maximum static pressure of network	8 bar

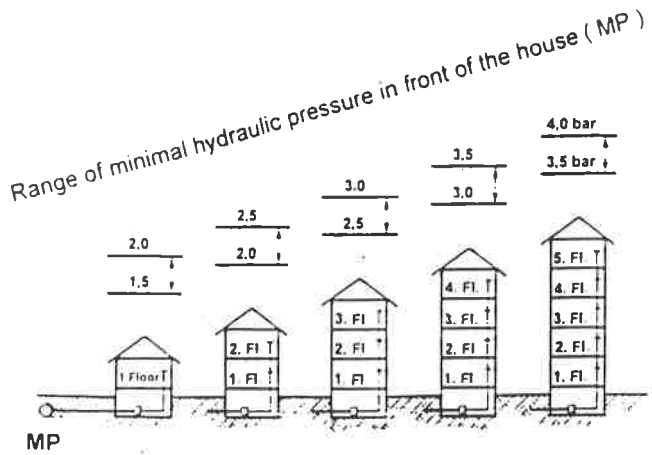


Fig: 3 Recommended supply pressure values of networks, depending of number of floors; DVGW Planning Rules W 403

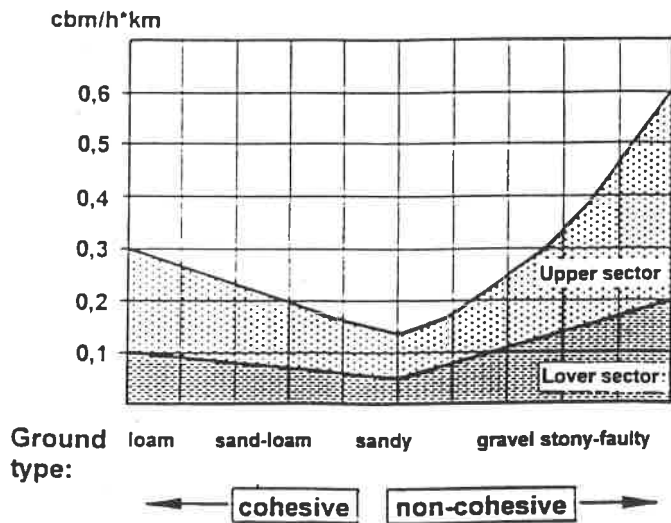


Fig: 4 German Guideline for Specific Water Losses

the mean figure for maintenance costs among larger supply companies comes to about DM 12.000 per km and per year, Fig. 5. Concepts which are planned for the long term and carried out on schedule, for the rehabilitation of distribution systems as a preventive maintenance and rehabilitation measures, can reduce maintenance costs appreciably. Fig. 6 gives an example for the distribution system of Nuremberg after ten years rehabilitation with yearly amount of about 2 % relating to the total network length and number of service lines.

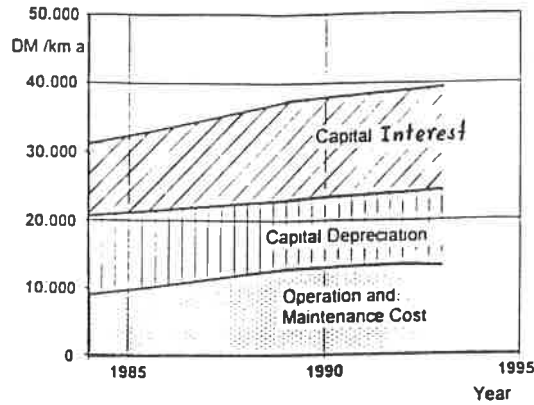


Fig: 5 Development of Distribution-Costs, including Metering; representative example of a German Company

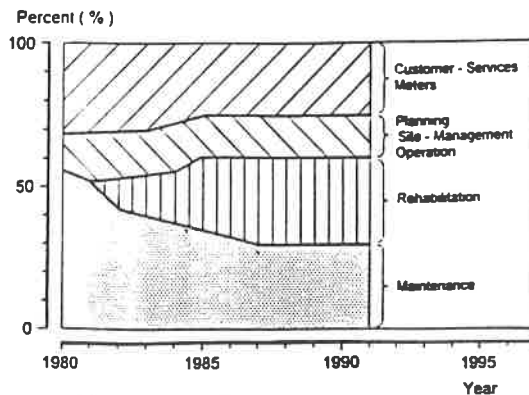


Fig: 6 Specification of Maintenance and Rehabilitation Cost 1980 to 1991, Water Distribution Nuremberg

- Customer complaints and supply image: The evaluation of customer complaints according to type, frequency, location and tendency (pressure, water quality), and, if possible, customer questionnaires, will provide information about weak points in the network. Customer complaints are an expression of customer expectations, and an important indicator for the evaluation of the condition of the network or for the need for maintenance measures. The supply image which is striven for within the company specifies the type and scope of the measures.

Fig. 7 shows the reduction of customer complaints after rehabilitation of network districts with high incrustation in the distribution system of Nuremberg. Before rehabilitation of network zones with high incrustation, about 70 % of the customer complaints emanated from these districts with 20 % of the total network length.

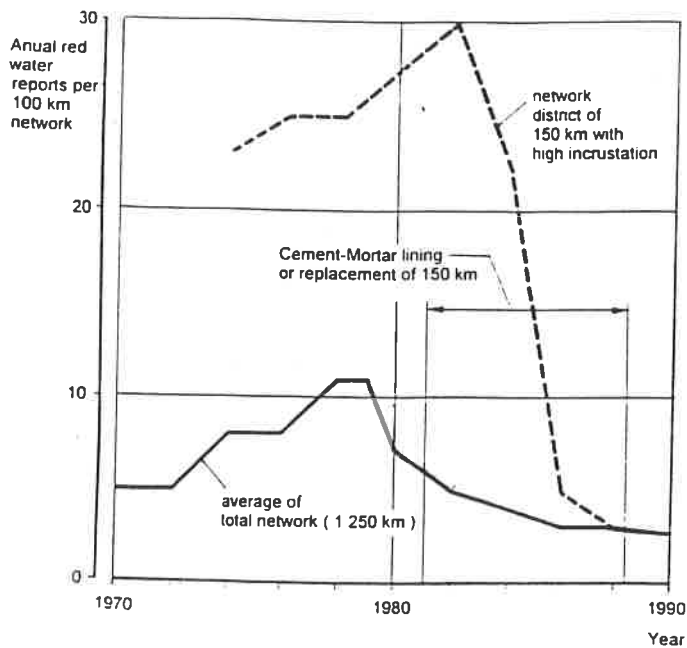


Fig: 7 Annual Red Water Complaints per 100 km Network Water Supply Nuremberg

Criteria defined by external measures

- As a consequence of excavation work on the roads, such as the renewal of roads, work on sewers and tram tracks, pipelines can be replaced cost effectively. The criteria are to be specified within the companies as to when rehabilitation should take place in parallel with such external excavation work. Most of the water companies, relating to the inquiries use only this possibility for „strategic planning“ of pipe rehabilitation. But it must be added critically, that this is a more random selection, not an active and systematically rehabilitation measure.

4. STRATEGIC PLANNING AND NETWORK ANALYSIS

A key part of strategic planning activity will be a network analysis. The total network should be divided in supply zones which are likely to be based on existing planning or supply zones. These supply zone may be have a network length of 50 to 100.km and zones fed from the same original water sources. The above indicators should then be investigated from each zones including information of routine water quality sampling, routine inspection, customer complaints and so on. The results should be compared with the standards by law and given as objectives of the company. The comparison shows the degree of compliance for a zone and the network and also the nature of problems.

In Germany there are two methods for the strategic rehabilitation planning, based on

- the estimation of the service life of special types of pipes, founded on statistical replacement need in the past and statical deduction of a mean yearly rehabilitation rate.
- network analysis and conditions in view of physical assets, water quality and customer expectations and deduction of rehabilitation needs compared to the individual standards of service of one company. Fig. 8 shows the principal rehabilitation steps of strategic planning and realization in the water supply of Nuremberg.

The second method seems to be more successful and more efficient. Primarily because of increased water turbidity, increasing operation costs in several zones of the distribution system of Nürnberg a systematic rehabilitation scheme was established in 1981. Every year about 2 % of distribution system have been rehabilitated, as a whole about 250 km to 1992 included valves, service lines etc. the technical and economical results are very positiv. Therefore it is aimed to continue the program. Till 2000 about 60 % of the network should be have a cement mortar lining, Table 3.

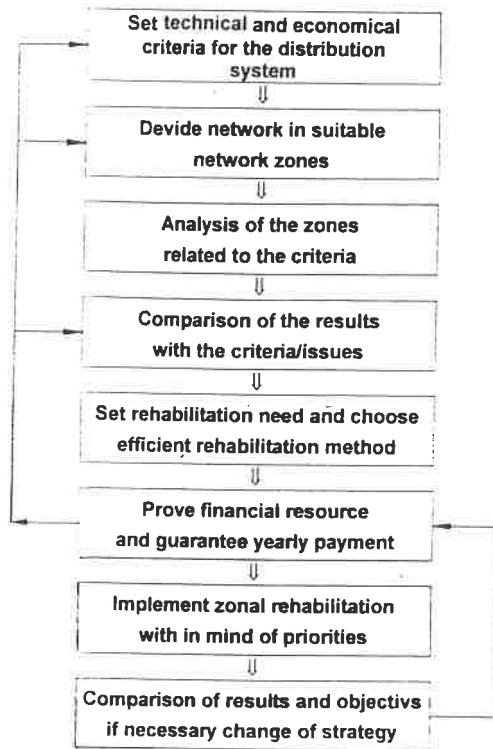


Fig. 8: Steps in strategic planning and realization of rehabilitation

		1980	1990	2000
Total Network Length	km	1255	1318	1380
• Cast Iron	%	63	53	46
• Ductile Iron	%	22	30	36
• Steel	%	12	14	15
• Plastics	%	3	3	3
• Proportion Cement Lining of Metallic Mains	%	17	38	60

Table 3: Network Length and Material 1980 - 2000
Water Distribution Network Nuremberg

5. REHABILITATION METHODS

Rehabilitation methods can be subdivided into 3 categories, Fig. 9:

- cleaning methods, non aggressive or aggressive
- renovation methods, joint-sealing or relining
- replacement methods, in the old or new bed

In the following only a short summarize about the methods used for water pipes in Germany is given.

5.1 Cleaning methods

There are non aggressive methods such as flushing, moling or air scouring and aggressive methods with mechanical pigging or hydraulic jetting. Pipe cleaning costs are low, but in a long-term consideration these methods are not very efficient from a technical and economic point of view.

All renovation methods need cleaning measures, before sealing or relining. In Germany mostly used are mechanical pigging methods.

5.2 Renovation Methods

Renovation methods are inner and outer joint-sealing techniques and relining methods subdivided into lining (soft insertion techniques) and coating methods, Fig. 9.

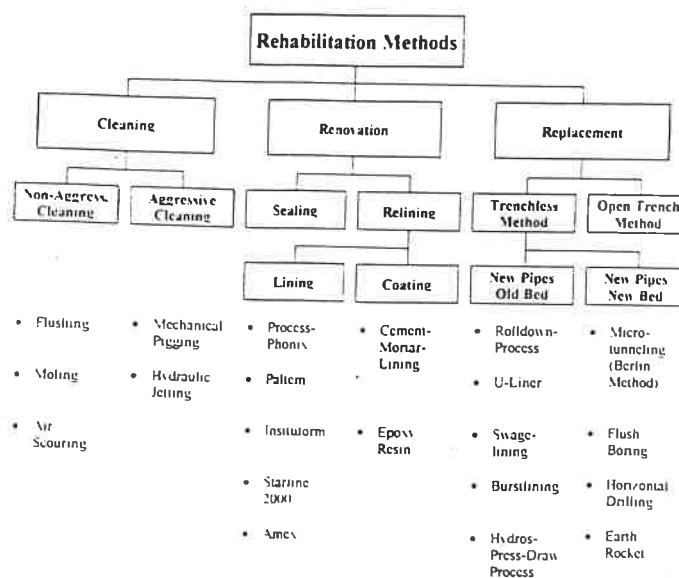


Fig. 9 Rehabilitation Methods

The basis of all soft insertion techniques and liners are the use of a flexible pressure hose that is inserted into the pipe to be renovated. The inverted liner (woven hose or PU-foil) is forced through the pipe with compressed air or with water, Fig. 10. The liner is fixed to the cleaned pipewall with an epoxy resin adhesive. House connections can be opened with conventional method (open pit) or with remote-controlled roboter systems.

The woven hoses of the Phoenix-Process Method is similar to a lay flat fire type hose. All soft insertion liners need a water quality approval for drinking water systems. Only for Phoenix Process - with a special PE-hose coating - this exists in Germany. Up to now, the usage of soft insertion liners for water pressure networks has been fairly low in Germany. More used are these techniques for gas pipes and sewers applications.

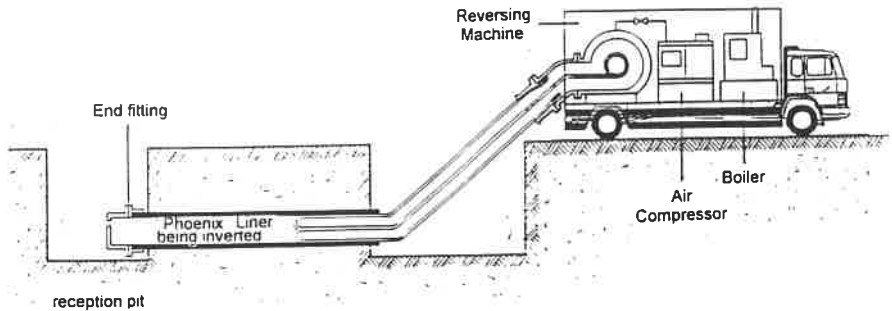


Fig: 10 The Phönix Process Method

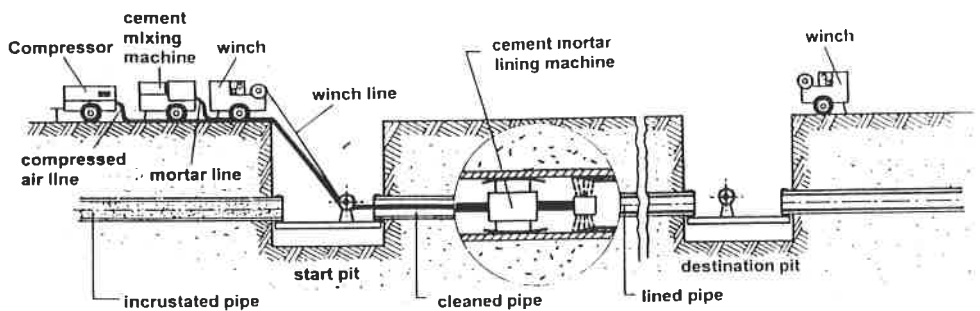


Fig. 11 Sketch of Cement - Mortar - Lining and of Construction site

Cement mortar lining is currently the most frequently used renovation technique in Germany, Fig. 11. As written above, this is the only used coating method; epoxy resin is not used for mains because of their limited life expectancy. The usage of cement mortar lining is slowly increasing and has now in Germany an extent of about 250 to 300 km a year.

The method is well proved. The demonstrable advantages of this method are:

- Minimal excavation of soil, distance of construction pits of 100 m up to several hundred meters depends on pipe diameter
- High performance rate with short construction time
- Low cost, about 15 % to 45 % of replacement cost, depending on pipe diameter DN 1200 to DN 80, Fig. 12. Lining costs are depending of the distance between the pits and the number of pits, Fig. 13.
- No diameter limitation, application for DN 80 to DN 1200 with different equipments
- No limited life expectancy; life expectancy depends only on the pipe material;
- Lining quality control with existing equipment
- No difficulties with side connections and service lines, using qualified centrifugal techniques

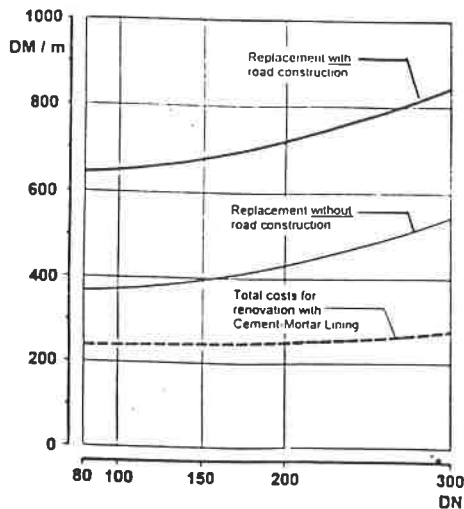


Fig. 12 Cost of construction for replacement and renovation of water pipelines

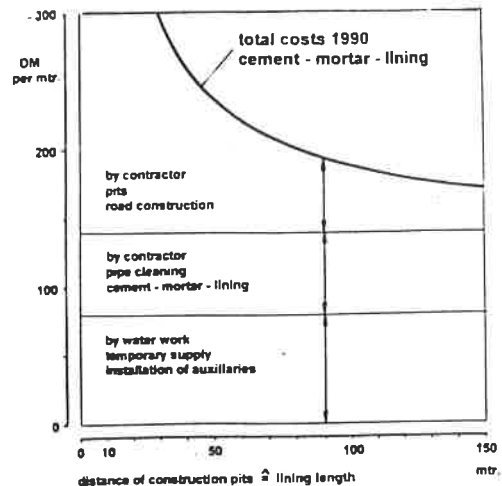


Fig. 13 Cost for Rehabilitation by Cement - Mortar - Lining in dependence on lining length Nuremberg

- Reduction of water leakages; lining stops leaks and closes pinholes and holes under pressure up to 50 mm
- Inert materials mostly without any influences on water quality; water quality problems, associated with alkalisation of water, consumption of chlorine, corrosion of mortar, which occur in special situation can be solved with special techniques
- Minimum reduction of the pipe diameter and improvement of the hydraulic diameter after removal of incrustation

The only disadvantages is the poor strength of the cement mortar. Therefore breaks of cast iron pipes cannot be avoided.

5.3 Replacement Methods

Replacement can be carried out with conventional open trenches or with different trenchless methods. Trenchless methods can be subdivided into pipe laying in the old bed and pipe laying in a new bed.

When considering the construction of new pipes in a new bed one has to differ between controlled and non-controlled driving systems as well as between tunneling and not tunneling before pipe laying.

Well proved and used techniques for installing a new pipe in new bed are Wet Boring Tunneling Methods, but limiting frame conditions depending on local situation must be considered.

In Germany the Berliner Water works succeeded in an economic way of construction of sewers and drains by the development of the so called „Berlin Construction form“. This techniques uses consequently the controlled pipe driving system for sewers and house connections. The method results in a drastic reduction of the costs for road construction. Not only economic but operative advantages too are achieved with this method for sewers, house connections and pipes.

Trenchless methods with new pipes in the old bed are subdivided into slip-lining methods within the existing pipe and into laying a new pipe. Laying a new pipe in the old bed without digging is subdivided in two methods, laying with removal of the old pipe (Hydros Press-Draw-Process) or without removal of the destroyed old pipe (burstlining method).

Slip-lining is the insertion of a plastic pipe within an old main. The lining acts in this case as an independent flexible PE-pipe within the existing pipe as a selfsupporting lining. The renovated pipe should be a close fit within the old pipe. Therefore, before insertion a size reduction of the flexible PE-pipe takes place. After insertion, the pipe initially reverts almost towards its original diameter. Roll-down-Process and the Swage-Lining-Method use different techniques for diameter reduction. The Roll-down Process achieves size reduction by the use of rollers (mechanical); the Swage-Lining Process achieves diameter reduction by pulling the lining through two dies, one hot and the other cool (thermal). Holes for service lines must be opened from outside, therefore conventional pits are necessary. Some negative experiences are made in Germany with Swage-lining.

After thermic diameter reduction tensile strength are remaining in the PE-Pipe and can lead to failures.

It can be assumed, in Germany there are about 100 km slip-lined gas-, oil-pipes and sewers mostly carried out with Roll-down-Process. Using usual PE-materials there are no restrictions for water mains, but slip-lining methods are nearly not used for rehabilitation of water mains yet. Compared with conventional replacement methods, the costs of Roll-down-Process are lower, depending on the number of service lines.

The procedure of replacement with the Burst-Lining Method is, Fig. 14:

- Fracturing of the old pipe and expansion of the original pipe with dynamic expansion hammer
- induction of the new pipe, coupled behind the expansion collar, along the original route at the same time.

The broken pieces of the destroyed pipe remain in the soil. In the last 10 years in Nuremberg about 300 km of old cast iron gas pipes and about 3 km of water mains have been replaced with this method. The advantages are minimal surface disturbances, minimal traffic disruption, short construction time and low cost. The costs are about 20 % less than with open trench replacement. It is also possible, to replace old steel pipe with this method.

In contrast to the Burst-Lining Method, the Hydros process is a system which involves the complete renewal of the old water pipe in the existing bed, with the simultaneous removal of the old water pipe, Fig. 15. The Hydros process was developed in Berlin in cooperation with the Berliner Water Works. A patent was confirmed in 1989. A hydraulic machine draws the old pipe out of the earth with drawing bars in moves of 0,5 m each time and draws the new pipe after it at the same time. The maximum sectional extraction length are about 25 m. By creating intermediate pits about 25 m apart, which coincide if possible with house connection points, the length of the pipe replacement section can be extended up to 100 m. After each movement, the section of the old pipe which has been drawn out, is splitted by the reversed going cutter head to shards. The shards are caught in a trough located below. A new movement begins.

The process can be used in the range from DN 80 to DN 200. The depth of the watermain must be more than 1 m. the social impact of this method is less than that of conventional replacement. This should be taken into account for cost comparison too.

The particular reason for the development of this process in Berlin was the stringent level of requirements imposed by the Berlin authorities for the special use of roads: Once water pipes have gone out of operation they are to be removed within a year or a new permit is required. Another reason is the extremely high number of trees in the streets of Berlin with about 250,000 trees or about one tree every 11 m in the streets. Often water pipes run under the trees. The official requirements specify that no excavations and vibrations may be made within a radius of 2,5 m from the trunk of the tree, in order to safeguard the roots.

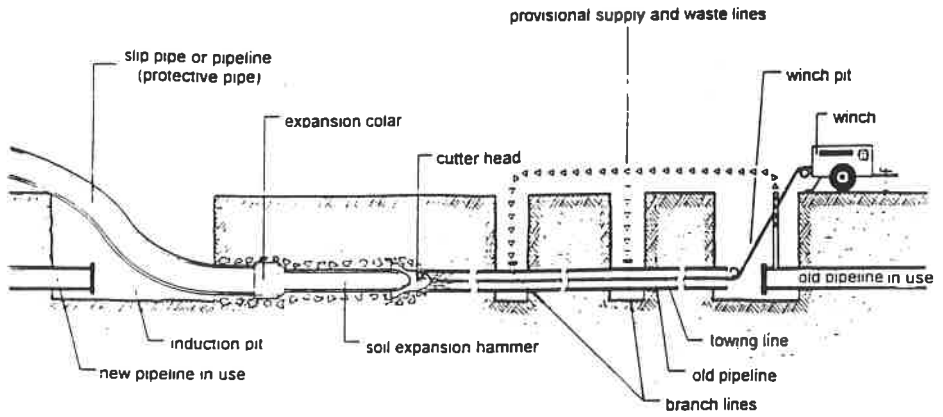


Fig: 14 Principal Burst Lining

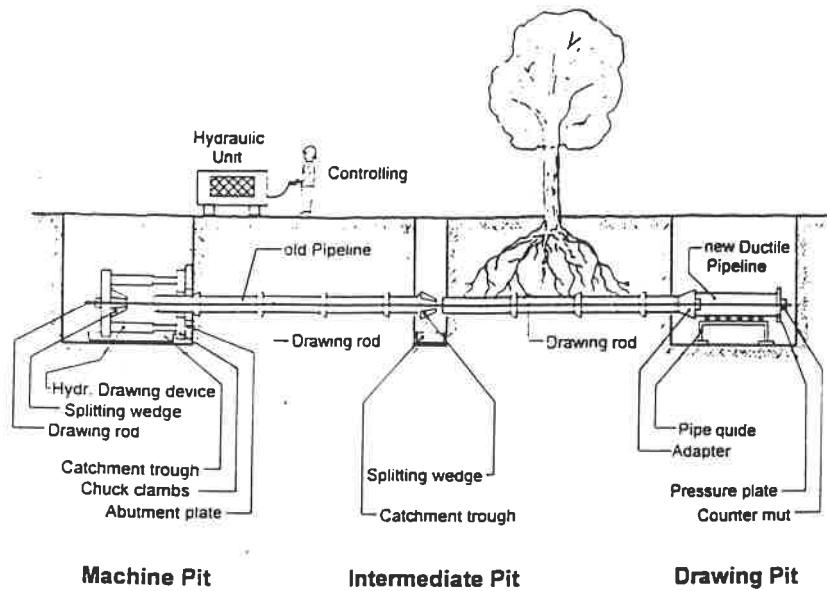


Fig: 15 Principal of Hydros Press - Draw Method

These high levels of demand were the reason for the development and use of the Hydros process in Berlin. Hydros is the only process which can provide pipe replacement in the same pipe run with simultaneous removal of the old pipe. In Berlin a total of 8 km of water pipes were replaced between 1989 and 1992, in most cases involving the enlargement of width from DN 80/100 to DN 150/200.

A distinction is drawn between three Hydros processes, depending on type and purpose of application:

- replacement of cast iron pipes by ductile cast pipes up to DN 200 (Hydros 200)
- replacement of cast iron pipes by PE-HD pipes (Hydros 300)
- replacement of steel or lead service lines by PE-HD pipes (Hydros boy).

Comparison of rehabilitation costs

Compared to the cost of a DN 100 pipe with traditional construction in open trenches and service lines every 15 m the relation of rehabilitation costs in Germany are, calculated for a special project (1994):

- | | |
|-----------------------------------|---------------|
| - cement mortar lines | 0,43 % |
| - Process Phoenix method | 0,63 % |
| - Slip relining with plastic pipe | 0,59 % |
| - Roll-down-/Swage-Lining | 0,65 % |
| - Burst Lining | 0,75 % |
| - Hydros method | ~100% or more |

6. SUMMARY AND CONCLUSION

The total installed pressure network length in Germany amount to about 376.000 km, 15 % in East Germany and 85 % in West Germany. About 50 % are cast and ductile iron mains with high percentage of unprotected surfaces. As a result of this, older mains, auxiliaries and above all older steel service lines are found to be in an unsatisfactory condition.

Nowadays about 1 % of the existing network length has been rehabilitated per year. This is the result of case studies of 1988 and 1993. The rehabilitation rate should increase to 2 % of the network length a year.

In developing a rehabilitation programme, a local network analysis and a technical/economical strategic planning must be carried out. The rehabilitation method depends on the network state and conditions, the aimed level of service and the costs.

Rehabilitation methods are subdivided into cleaning methods, renovation and into replacement methods. Up to date the most frequently rehabilitation techniques used in German pressure networks are replacement in open trenches and cement mortar lining. New replacement methods without digging are being introduced and used for specialised cases. Trenchless methods become more and more important.

A successful rehabilitation must include the whole network system, such as pipes, valves, service lines and must lead to a modernization of the whole system with simultaneous removal of all weak points in network system. Rehabilitation issues are to improve quantitative and qualitative reliability, to reduce the operational distribution costs and to guarantee a long term asset management.

APPENDIX

Statistics of damages for water

Data of address and company

DVGW
 Deutscher Verein des Gas- und Wasserfaches e.V.
 Josef-Wirmer-Straße 1 - 3
 53123 Bonn

address space	survey year	
A <input type="text"/>	19 <input type="text"/>	<input type="text"/>
		expert's name in the water supply company
		<input type="text"/>
		telephone number
		<input type="text"/>

address data

<input type="text"/>	
water supply company's name	
<input type="text"/>	
<input type="text"/>	
street / postbox	
<input type="text"/>	
post code	town
<input type="text"/>	<input type="text"/>

company's data

length of transmission mains	<input type="text"/>	km
length of pipe network (without house connections)	<input type="text"/>	km
number of house connections	<input type="text"/>	pieces
number of water meters	<input type="text"/>	pieces
delivery of water to consumers	<input type="text"/>	m ³
delivery of water to resellers	<input type="text"/>	m ³

Statistics of damages for water Pipes and pipe connections

DVGW
Deutscher Verein des Gas- und Wasserfaches e.V.
Josef-Wirmer-Strasse 1-3
53123 Bonn

characteristic data: pipes and equipment		survey year	number of damage reasons				sum
length of pipes (km)	by others	by earth- movings	by corrosion	defect pipe connections	other causes	sum	
W1		19					
expert's name in the water supply company		telephone number					
grey cast iron pipes							
DN5.100							
DN>1005.300							
DN>300							
ductile cast iron pipes							
DN5.100							
DN>1005.300							
DN>300							
steel pipes							
DN5.100							
DN>1005.300							
DN>300							

length of pipes (km)	number of damage reasons				sum
	by others	by earth- movings	by corrosion	defect pipe connections	
PE-pipes					
DN5.100					
DN>1005.300					
DN>300					
PVC-pipes					
DN5.100					
DN>1005.300					
DN>300					
asbestos cement / fibre-cement pipes					
DN5.100					
DN>1005.300					
DN>300					
pre-stressed concrete pipes					
DN5.100					
DN>1005.300					
DN>300					

Statistics of damages for water
House connections

DVGW
Deutscher Verein des Gas- und Wasserfaches e.V.
Josef-Wirmer-Straße 1 - 3
53123 Bonn

characteristic data: connections W2	survey year 19	expert's name in the water supply company telephone number
--	--------------------------	---

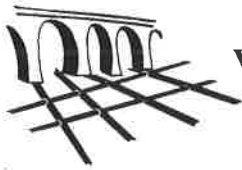
number of connections	number of damage reasons				sum
	by others	by earth-movings	corrosion	defect pipe connections	
steel	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
PE-HD	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
PVC	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
lead	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
others	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>

Statistics of damages for water
Armatures

DVGW
Deutscher Verein des Gas- und Wasserfaches e.V.
Josef-Wirmer-Straße 1 - 3
53123 Bonn

characteristic data: armatures W3	survey year 19	expert's name in the water supply company telephone number
--	--------------------------	---

number of armatures	number of damage reasons					sum
	by others	leakage	corrosion	out of operation capability	other causes	
gate-valves	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
butterfly-valves	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
tapping-bridge	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
standpoint hydrant	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
under ground-hydrant	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>



VII ENaSB - Encontro Nacional de Saneamento Básico
Coimbra - 14 a 16 de Fevereiro de 1996

New and Emerging Rehabilitation Technologies and their Case Studies in the UK

Allen Ruth¹⁾ BSc (Hons) CEng MICE MCIWEM

*Pipeline Technology, WRc plc, Frankland Road, Blagrove Swindon,
Wiltshire SN5.8YF, England*

ABSTRACT

The ageing pipe infrastructure in the UK, along with the regulatory requirements imposed by OFWAT (The Office of Water Services) requiring the auditable maintenance of all water company assets has encouraged a wealth of pipeline rehabilitation techniques to be developed.

Water engineers planning the rehabilitation of potable and waste water networks must be assured that they have selected the best technical and economic method of rehabilitating their pipeline. This paper reviews the current and emerging techniques available for pipeline rehabilitation and cites two case studies made by WRc on behalf of the UK Water Industry where two different methods of pipeline renovation were applied.

1) Civil Engineer and Manager

INTRODUCTION

Having completed a strategic assessment of the condition of pipeline assets and identified that rehabilitation is a necessary or appropriate intervention option, more detailed consideration is required to determine which of the many rehabilitation options are appropriate. There are numerous options available at present for a wide range of applications, and the introduction of novel technologies, or their use in novel applications continues to increase. Throughout this paper, it is assumed that rehabilitation has been identified as an appropriate option at the planning stage. This is not entirely a one-way process. At any given time, the technology available may restrict the strategic options available, and the strategic needs may restrict the technologies applicable. This is discussed in more detail below.

TERMINOLOGY

There is some confusion about terminology used in rehabilitation. Throughout this paper, the ISO definitions are used ^(ISO TR 11295, 1992), except where superseded by CEN definitions ^(CEN TC 155, WI 209).

- Rehabilitation** The restoration or improvement of the functional service of an existing pipeline system (including maintenance, repair, replacement or renovation)
- Maintenance** Rehabilitation of an existing pipeline system without the installation of additional fabric (eg inspection, cleaning).
- Repair** Rehabilitation of an existing pipeline system by the installation of additional fabric over a local area (eg rectification of local damage, or sealing of joints)
- Renovation** Rehabilitation of an existing pipeline system by the installation of a new pipeline system, incorporating the original fabric (eg by inserting or applying a lining into the existing pipeline).

Replacement Rehabilitation of an existing pipeline system by the installation of a new pipeline system, without incorporating the original fabric (eg pipe bursting)

Figure 1 illustrates schematically the relationship between various rehabilitation options.

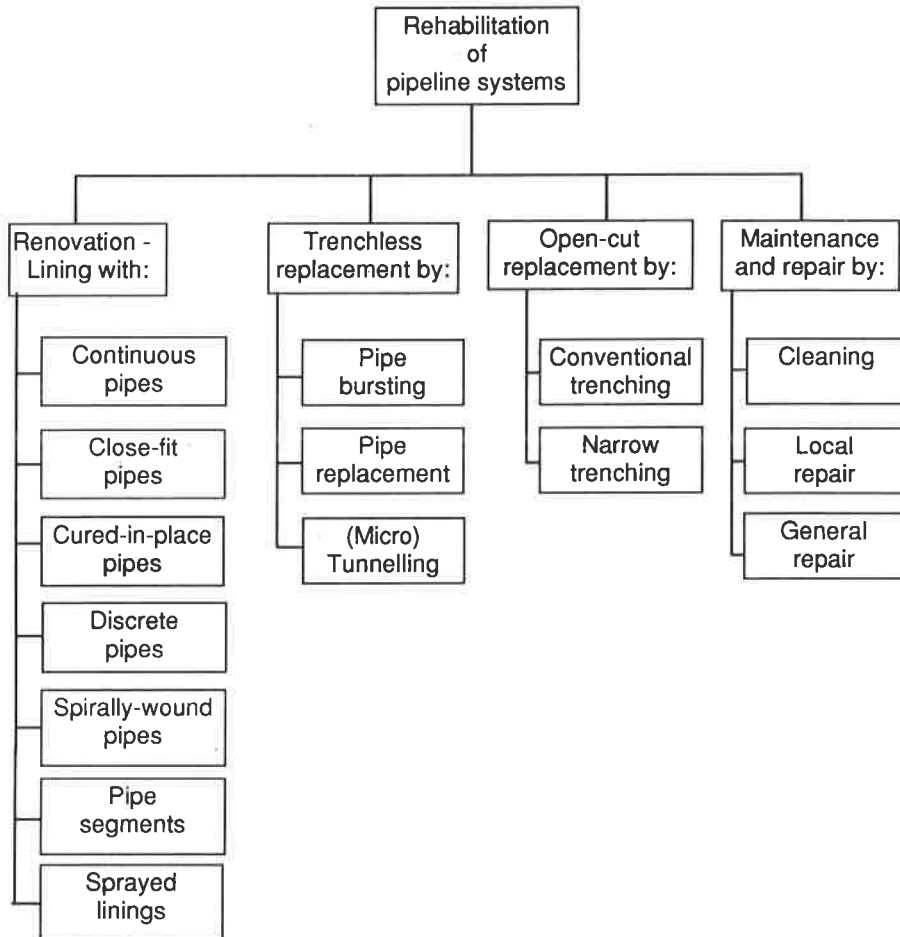


Fig. 1. Interrelation of rehabilitation techniques and technique families

APPLICATION AREA

Application areas identify what the pipeline being rehabilitated is used for.

Typical applications include:

- Non-pressure sewers and drains;
- Pressure sewers and drains;
- Water supply;
- Gas supply;
- Industrial pipework.

Other application areas such as underwater pipelines/outfalls or above ground pipelines can also be identified.

INSTALLATION TECHNIQUE FAMILIES

The concept of technique families is convenient for describing a set of related installation technologies, with common characteristics. A single technique family may be applicable over a range of application areas. They may be defined as follows:

Technique family: A grouping of installation techniques which are considered to have common characteristics for standardisation purposes.

The various technique families have been defined as follows for various subject areas:

Maintenance and Repair

Cleaning: Various methods, including man-entry and remote techniques, rodding and jetting, pigging and scraping, as well as physically removing debris.

Local repair Restoration of functionality over a limited area, typically over a few metres of pipeline, possibly as a result of interference damage or other localised problems. This could include internally applied repair techniques (man-operated

or robotic), or ones applied externally through excavations. Various patching systems and support collars are available.

General repair

Restoration of performance, eg by repointing a brick pipeline, or resealing of joints which have deteriorated through age rather than specific local damage.

Renovation Systems

Continuous pipe:

Pipe made continuous for the length of the section to be renovated prior to insertion, and which has not been shaped to give it a cross-sectional diameter smaller than its final diameter after installation (eg sliplining). Plastic pipes are normally used, although steel can be used.

Close-fit pipes:

A continuous pipe for which the cross-section is reduced to facilitate installation and reverted after installation to provide a close fit to the existing pipe (eg rolldown, pipe folding). Plastic pipes (normally polyethylene) are used.

Cured-in-place pipes:

A flexible tube impregnated with a thermosetting resin which produces a pipe after resin cure. Glass or polymer fibre reinforced thermoset resins are the most common systems.

Discrete pipes:

Pipes shorter than the section to be renovated which are not jointed prior to insertion to form a continuous pipe, and which have not been shaped to give them a cross-sectional diameter smaller than their final diameter after installation. Most materials can be used, including concrete, clay, ductile iron, and plastics.

Spirally wound pipes:

A profiled strip, spirally wound to form a continuous pipe after installation. The strip is invariably plastic, and is often grouted in place.

- Pipe segments: Pipe sections made of at least two pieces with both longitudinal and circumferential joints. Most are segments are fibre reinforced plastics or concrete panels.
- Sprayed lining: A material in liquid form which hardens after being sprayed onto the pipe surface under pressure, to form a continuous lining. Cement and epoxy sprayed linings are commonly used. Some systems incorporate reinforcing fibres into the spray, or are sprayed over a reinforcement mesh attached to the host pipe.

Trenchless Replacement

- Pipe bursting: Breaking up or splitting an existing pipeline to leave an opening into which a replacement pipe (normally plastic, but possibly steel), is then towed. In suitable ground conditions, the existing opening can be enlarged by approximately 50%.
- Pipe replacement: A technique used to remove lead service pipes prior to their replacement by a plastic pipe. A cable or rod is inserted through the existing pipe. A fitting with a larger diameter than the pipe is then attached to the cable. When the cable is winched in, the fitting drags the pipe with it. The replacement pipe is pulled into the vacated space after the fitting.
- (Micro)Tunnelling: A range of techniques in which an opening is made in the ground by displacing material. Sections of pipe are then inserted into the space. This type of installation normally does not require removal of the existing pipeline.

Open Cut Replacement

- Conventional trenching: Traditional trenching in which a new pipeline is installed from the surface. The existing pipeline may be dug out and

the new one laid in its place, or abandoned in situ, or the new line may be intended to supplement the old line.

Narrow trenching: Similar to the above, but the trench width is kept to an absolute minimum. It is primarily used for installing replacement polyethylene pipes. The limited working space this leaves around the pipe makes it unsuitable where the existing pipe must be removed from the trench.

SELECTION OF THE TECHNOLOGY

In the UK WRc has formulated methodologies for the selection of appropriate pipeline materials ^{(UKWIR, PMSM,1995)(UKWI, SWMC,1993)}. These methodologies are widely accepted throughout the water industry. The selection of trenchless systems including those for renovation can be conducted in a similar manner, although it is more complex, as there are additional factors to consider. These can include:

- the installation system itself;
- the prevailing ground conditions;
- the condition and material of the existing pipeline;
- the layout of the pipeline network; and,
- the shape and size of the pipeline.

The relative complexity makes it particularly important to clearly establish both technical and financial priorities early on. The range of options makes it possible to achieve technically useful solutions at reasonable cost, but it is possible to identify low-cost options that offer less technical benefits. In these cases, clear technical priorities allow informed selection of the most cost-effective option.

THE CASE STUDIES

The following case studies were undertaken by WRc on behalf of a group of UK water companies during 1993. For both case studies the diagram in Figure 2 shows schematically how installation is undertaken.

Case Study No 1 - Milton Keynes - Southern England

The Pipeline

The pipeline to be rehabilitated was a 10" diameter spun iron main laid some 40 years ago. The main ran under a field which, when occupied, was used mainly for grazing livestock. The main had a history of bursts and results from a structural condition assessment indicated that another failure was likely in the near future. The length of main to be renovated was 300m. The chosen method of renovation was to use a close-fit lining applied using the roll-down technique. This method was ideal since the main was straight and did not have any connections along its length.

The Close-Fit Lining

The liner used was 250mm diameter HPPE SDR 33. As the liner pipes were relatively thin, a sample of the pipe was rolled down prior to the site trial to ensure that the pipes would not buckle during rolldown. The rolldown went smoothly.

Results of the Trial

The following summarises the results of the trial which took place in April 1993.

- The 6m pipe sections were butt fused into strings between 110m and 120m in length. Test joints were made and tested to ensure the equipment was operating correctly.
- Each PE pipe string was rolled down soon after jointing. The roll down produced a 8% reduction in the liner diameter and a 4% increase in its length. Afterwards the string was then transported to the 'lead-in' pit ready for insertion. One aim of the trial was to examine any changes to the liner during installation. Therefore the

section of the liner just behind the nose cone was marked up and any prominent scores and notches were noted before and after insertion.

- The main was a couple of metres below ground level and a trench with a gentle slope was excavated so that the path of the liner to the main would not involve a steep drop. These measures were taken to prevent kinks forming along the liner during installation.
- The liner was inserted into the main using a winch. The maximum load was approximately two tons throughout the lining operation. A bentonite slurry was applied to the external surface of the pipe to help lubricate it.
- Once the main lining operation had been completed, three holes whose dimensions matched those used in laboratory trials at the University of Bradford, were cut into a section of pipe which was subsequently lined and reconnected to the main to monitor any changes.
- Ferrules for lined pipes were fitted onto the test section to find out how well they worked and if they were leak-tight. Initially there were problems during installation, as the body of the ferrule was too short to span the annulus between the host pipe and liner. However, this gap decreased a few months later as the liner expanded under the operating pressure and the ferrule was fitted successfully.
- Visual inspection of the liner after insertion revealed scoring along the pipe. However the depth of the scoring was never more than 10% of the wall thickness.
- After 5 months in service, the liner exposed at the trial holes did not show any signs of distortion.

Case Study No 2 - Leicestershire - Middle England

The Pipeline

The pipeline to be rehabilitated was an 18" diameter cast iron main laid some 150 years ago. The main ran under a school play ground, a housing estate and a municipal golf course which was required to remain open to the public hence the need for a non-disruptive rehabilitation technique. The length of main to be renovated was 1.5km.

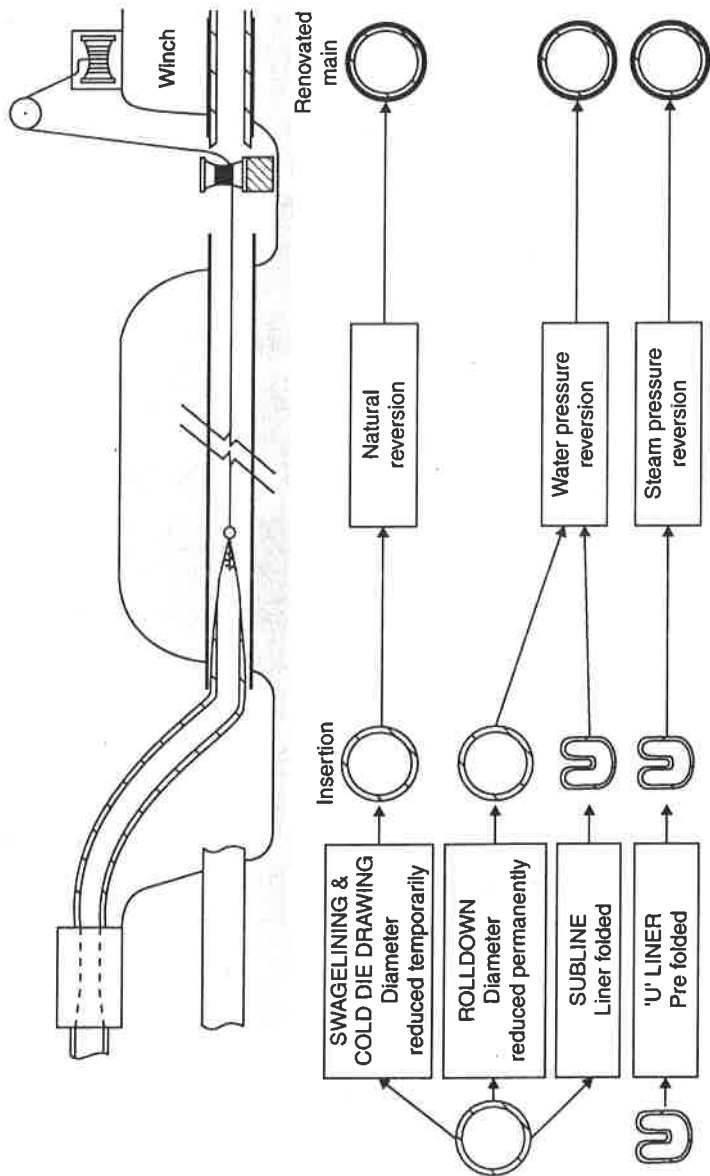


Fig. 2. Close fit sliplining

The renovation method was, again, a close-fit lining installed using the hot swaging technique.

The Close-Fit Lining

The liner used was 469mm diameter HPPE pipe, SDR 26, maximum working pressure 6 bar. This liner was chosen because the maximum working pressure of the host pipe was around 6 bar, so in the event of premature structural failure of the host pipe, the liner could continue to work unsupported. The hot swaging method was selected by the contractor in a competitive tender situation. Between 200m and 300m lengths of main were lined at a time. The preparation for each 'pull' which included cleaning, close circuit television (CCTV) inspection and movement of machinery took about 1 to 1.5 weeks. Pipe sections were stored on site prior to installation.

Results of the Trial

- The first stage of installation involved jointing the liner pipe sections into the appropriate length strings. Before the insertion of each string could take place the leading end had to be prepared for attachment to the winch line. Two options were available, either to form the end of the liner into a nose cone and then bolt on an eyelet or form a separate length of liner into a nose cone and then butt fuse this onto the head of the string. At first the latter option was used on this trial. A short length of HPPE, SDR 17 was formed into a nose cone and butt fused on to the leading section (SDR 26) resulting in a 10mm difference in wall thickness between the liner and nose cone. The contractor had opted for a thicker nose cone to cope with the large forces which would occur during swagelining.
- The second stage involved the actual lining process, starting with the insertion of the liner head into the die. The swaging machine was then brought up to the appropriate temperature to commence lining. During the first pull there was failure at the joint between the nose cone and the main liner. The brittle nature of the failed joint is readily apparent from the photograph. The eyelet was then attached directly to the pipe string. This time the 18" main was lined without any trouble. No other failures of joints occurred during the remainder of the trial.

- The speed of swagelining during the trial was approximately 2 metres per minute, and the pulling load at the winch varied between 13 and 16 tonnes.
- The internal diameter of the cast iron main was 460mm and external diameter of the virgin HPPE liner 469mm. The internal diameter of the swagelining die was 422mm, therefore the liner underwent a 10% reduction as it passed through the die. However there was a slight recovery of the diameter (3%) as the liner emerged from the die, so the overall reduction was about 7% to approximately 435mm.
- After each 'pull' a length of liner was allowed to protrude from each end of the lined section to take into account the reduction of the length of the liner which occurs during reversion. The pulling load at the winch was gradually reduced during reversion. The vast majority of the reduction in length occurred during the early stages of reversion. On one occasion the liner retreated down the main which then had to be broken back to expose the liner.
- Pecat fittings were used to link up the liner ends protruding from the lined pipe sections.
- Butt welded joint samples taken from pipe before and after installation showed a possible reduction in ductility after installation. The joint tested before installation showed some brittle failures, some mixed mode failures, and two ductile failures. The joint tested after installation showed one brittle failure, two mixed mode failures which were mostly brittle, and two failures which were arguably ductile, but could have been considered a mixed mode. Dual pressure jointing was not used on this occasion. Had it been, it is highly likely that the ductility of the test pieces would have been higher.
- At one stage, a pipe string had been jointed and left overnight prior to installation. Overnight, vandals set fire to one end of the pipe, and although only a small section was destroyed, smoke from the fire was channelled through the pipe string depositing soot on the inside of the liner. This caused significant delays as the smoke deposits had to be cleaned off the inside of the pipeline.

THE FUTURE FOR PIPELINE REHABILITATION

There has been a significant increase in the technical options available for rehabilitation in the past ten years. Some of these options, such as close-fit linings, have been developed as a result of technical opportunities, such as the increased understanding and use of plastic pipes, notably polyethylene. Others have been developed in response to particular technical needs, such as the development of sprayed epoxy linings for water mains.

The increased use of remote and robotic technology for making connections, reopening laterals etc, reflects growing availability of robust low cost sensors and control technology.

It is anticipated that for rehabilitation the rate of innovation will be maintained for the immediate future, and that there will be continued development in the range of application and the speed with which rehabilitation can be conducted.

Rehabilitation planning methods will need to keep pace with the developments in the rehabilitation technologies. Increasingly engineers are being required to justify their technical and economic decisions in this area. WRc is currently working for a group of UK water companies to develop software to make both a technical selection of the rehabilitation method in a particular case and also the most economic solution, taking in to account the whole-life maintenance costs of the solutions.

CONCLUSIONS

- Rehabilitation technologies have developed significantly over the past ten years to offer appropriate technical responses to most rehabilitation requirements;
- These technical responses have emerged in response to specific needs identified in part through the strategic planning process, taking advantage of technical developments that have been developed elsewhere;

- Planning strategies have in turn been influenced by the development of new technologies which have increased the applicability of rehabilitation;
- Rehabilitation solution selection techniques based on both technical assessments as well as whole-life cost analyses are being introduced;

The large range of technically varied options is not currently standardised, but work is in hand to progress this, both in Europe and internationally. It is anticipated that this will help extend the range and applicability of rehabilitation technology through improved understanding and use.

ACKNOWLEDGEMENTS

The author is grateful to the companies involved in the case studies for their permission to use the information given above. The companies were as follows:

Case Study No 1

Anglian Water Services Ltd
 Anglian House
 Ambury Road
 Huntingdon
 Cambridgeshire PE18 6NZ

Tel: +44 (0)1480 44 31 28
 Fax: +44 (0)1480 44 35 34

Contact: Mr M Joyner

Case Study No 2

Severn Trent Water plc
 Raynesway
 Derby DE2 7JA

Tel: +44 (0)1332 661 481

Fax: +44 (0)1332 683 337

Contact: Mr R Yalden

REFERENCES

1. CEN Technical Committee 155 Working Group 17 Work Item 209 "Plastics piping systems for renovation of underground non-pressure drainage and sewerage networks".
2. ISO Technical Report ISO TR 11295 (August 1992) "Techniques for rehabilitation of pipeline systems by the use of plastics pipes and fittings".
3. Morris, J. and Boot, J. (May 1994) "Renovation using thin-walled PE liners" Pipeline Engineering conference, Edinburgh.

4. Morris, J. (January 1996) "Analysing the Options for Pipe Rehabilitation" Water Pipelines and Networks Conference, London
5. UK Water Industry Research Ltd (June 1995) "Pipe materials selection manual - water supply" 2nd edition.
6. UK Water Industry, Sewers and Water Mains Committee (January 1993) "Materials selection manual for sewers, pumped mains and manholes" .

