GUARACI LOUREIRO SARZEDAS

Planejamento para a substituição de tubulações em sistemas de abastecimento de água. Aplicação na rede de distribuição de água da Região Metropolitana de São Paulo.

São Paulo
2009

GUARACI LOUREIRO SARZEDAS

Planejamento para a substituição de tubulações em sistemas de abastecimento de água. Aplicação na rede de distribuição de água da Região Metropolitana de São Paulo.

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São Paulo
para obtenção do título de Mestre em
Engenharia

Área de Concentração:
Engenharia Civil

Orientador:
Prof. Dr. Milton Tomoyuki Tsutiya

São Paulo
2009

Este exemplar foi revisado e alterado em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, de junho de 2009.

Assinatura do autor _____

Assinatura do orientador _____

FICHA CATALOGRÁFICA

Sarzedas, Guaraci Loureiro

Planejamento para a substituição de tubulações em sistemas

de abastecimento de água. Aplicação na rede de distribuição de água da região metropolitana de São Paulo / G.L.Sarzedas. -- ed.rev. -- São Paulo, 2009.

113 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária.

1. Distribuição de água 2. Tubulações (Substituição) I. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária II. t.

DEDICATÓRIA

*Aos meus queridos pais,
Ubirajara (in memoriam) e Maria Aparecida,
pelo amor, carinho, exemplo e sacrifícios, para
que eu seguisse meu caminho.*

*À minha esposa, Vânia
e minhas filhas, Vanessa e Camilla,
companheiras e incentivadoras.*

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Milton Tomoyuki Tsutiya, pela dedicação na orientação deste trabalho.

Ao meu chefe, Jairo Tardelli, pela compreensão e apoio.

À Escola Politécnica da Universidade de São Paulo e à Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo (Sabesp), que me propiciaram a participação nesse Programa de Mestrado.

Ao professores Roque e Podalyro, pela constante inspiração.

Ao meu colega Edson Torre que me incentivou a dar o primeiro e decisivo passo rumo ao mestrado.

Ao colega Roberto Abranches, pelas nossas discussões e pelos materiais disponibilizados relativos ao tema escolhido.

Ao colega de Sabesp e das disciplinas que cursamos juntos, Nilton Zaniboni, pelo apoio e incentivo e a todos os colegas que, de alguma forma, me ajudaram nessa empreitada.

Aos parentes e amigos que souberam principalmente entender as minhas ausências.

Finalmente e sobretudo, a DEUS, essência de tudo.

RESUMO

O presente trabalho apresenta um plano de substituição de tubulações do sistema de distribuição de água da Região Metropolitana de São Paulo (RMSP), utilizando um sistema de informações geográficas (SIG), que permitiu o relacionamento de dados do cadastro físico das tubulações com informações de reparos de vazamentos. Foram criados grupos de tubulações de mesmo material e, em alguns casos, de um mesmo período de implantação, para a definição de taxas anuais de substituição a partir da previsão de quebras futuras e da determinação do tempo ótimo de substituição das tubulações. Os resultados obtidos indicam que a vida média das tubulações apresenta um valor inferior ao verificado em países desenvolvidos. Assim, a taxa anual de substituição de tubulações, devendo oscilar entre 1,25 e 2%, será superior à média dos países desenvolvidos, que gira em torno de 0,5 a 1%, considerando que a idade média das tubulações varie entre 100 e 200 anos.

Palavras-chave: Distribuição de água. Planejamento. Substituição de tubulações.

ABSTRACT

The following study presents a pipes replacement plan for the water distribution system of the Metropolitan Region of Sao Paulo (MRSP), using a geographic information system (GIS), which allowed the relation between the data of the water mains and the information about leakage repairs. Water main groups of the same material were created and, in some cases, of the same installation period, for the definition of yearly replacement rates based on the future breaks forecast and determination of the water mains optimal replacement timing. The results obtained suggest that the water mains average life, show a lower value than the one verified in developed countries. Thus, the water mains year replacement rate, which should range from 1.25 to 2%, will be higher than the average in developed countries, which is about 0.5 and 1%, considering that water mains mean age varies between 100 and 200 years.

Keywords: Water Distribution. Planning. Water main replacement.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Estrutura de um Sistema de Abastecimento de Água	16
Figura 2 - Materiais das tubulações nos Estados Unidos e Canadá	21
Figura 3 - Percentagens de extensão de tubulação para diferentes materiais em três municipalidades canadenses em 1996	21
Figura 4 - Materiais das tubulações em países europeus.....	22
Figura 5 - Deterioração de C com o tempo	26
Figura 6 - Taxa de quebra em função do ano de implantação	31
Figura 7 - Seção de uma tubulação sofrendo tuberculização	34
Figura 8 - Seção de parede de tubulação exibe grafitização sobre 50% da espessura da parede	34
Figura 9 - Taxa de quebra em função do diâmetro	35
Figura 10 - Taxa de quebra em função do diâmetro	35
Figura 11 - Número médio de anos para a falha subsequente	39
Figura 12 - Resumo das causas conhecidas de quebras	42
Figura 13 - Quebra circunferencial	43
Figura 14 - Quebra longitudinal	43
Figura 15 - Fissura na bolsa	44
Figura 16 - Pontos de corrosão e furo de ruptura	44
Figura 17 - Quebra da bolsa	45
Figura 18 - Quebra em espiral	46
Figura 19 - Perdas associadas à falha	48
Figura 20 - Curva “bath tub”	57
Figura 21 - Evolução da taxa de quebra para a rede de água de Lyon	58
Figura 22 - Cargas na tubulação usadas no UtilNets	59
Figura 23 - Curvas conceituais para determinação do tempo ótimo de substituição	64
Figura 24 - Fatores a serem considerados numa ferramenta de apoio a decisão ..	67
Figura 25 - Estrutura do Gerenciador de Reabilitação do CARE-W	70
Figura 26 - Utilização de camadas no SIG	71
Figura 27 - Gerenciamento do sistema baseado em SIG para redes de distribuição de água	73
Figura 28 - Dados da rede de distribuição de água da RMSP	80
Figura 29 - Distribuição por material da rede de distribuição de água da RMSP	80

Figura 30 -	Material da rede de distribuição de água da RMSP	81
Figura 31 -	Setor de abastecimento Jardim América	82
Figura 32 -	Resultado das simulações de confiabilidade hidráulica	84
Figura 33 -	Histórico de falhas na rede de distribuição de água da RMSP	85
Figura 34 -	Exemplo do vínculo entre o registro de falhas e o cadastro de tubulações	86
Figura 35 -	Variação mensal dos vazamentos reparados – 2002 a 2007	87
Figura 36 -	Vazamentos reparados por faixas de diâmetro – 2002 a 2007	87
Figura 37 -	Taxa de quebras por década de implantação – 2002 a 2007	88
Figura 38 -	Taxa de quebras por material da tubulação – 2002 a 2007	89
Figura 39 -	Classificação das vias públicas	90
Figura 40 -	Taxas de quebra por tipo de via pública – Município de São Paulo	90
Figura 41 -	Distribuição das faixas de pressão	92
Figura 42 -	Taxas de quebra segundo faixas de pressão	92
Figura 43 -	Taxas de quebra em áreas de booster	92
Figura 44 -	Taxas de quebra de tubulações de ferro fundido	93
Figura 45 -	Taxas de quebra de tubulações de PEAD	94
Figura 46 -	Taxas de quebra de tubulações de PVC	94
Figura 47 -	Taxas de quebra de tubulações de cimento amianto	95
Figura 48 -	Distribuição dos segmentos de tubulação por número de falhas entre 2002 e 2007	96
Figura 49 -	Taxas de quebra de tubulações - 2002 a 2007	97
Figura 50 -	Curvas de previsão de taxas de quebra de tubulações	99
Figura 51 -	Exemplo de aplicação para determinação do tempo ótimo de substituição	101
Figura 52 -	Exemplo de aplicação para distribuição da substituição de tubulação – Grupo das tubulações de ferro fundido assentadas até 1972	103
Figura 53 -	Exemplo de aplicação para distribuição da substituição de tubulação – Grupo das tubulações de PEAD assentadas até 1992	103
Figura 54 -	Taxas anuais de substituição das tubulações	104
Figura 55 -	Extensão de tubulações a serem substituídas	105
Figura 56 -	Extensão de tubulações a serem substituídas com ajuste das taxas iniciais	105

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 -	Tipos de corrosão	33
Tabela 3.2 -	Frequência de quebras de tubulações para diferentes diâmetros	36
Tabela 3.3 -	Frequência de quebras de tubulações para diferentes materiais	46
Tabela 3.4 -	Custo relativo à inconveniência na interrupção dos serviços de abastecimento de água	48
Tabela 3.5 -	Faixas de expectativa de vida de tubulações de água	55
Tabela 4.1 -	Taxa de substituição de redes de distribuição de água	79
Tabela 4.2 -	Quantidade de trechos segundo a velocidade na hora de pico de demanda.....	83
Tabela 4.3 -	Síntese dos resultados das simulações hidráulicas	83
Tabela 4.4 -	Segmentos da tubulação com falhas subseqüentes entre 2002 e 2007	95
Tabela 4.5 -	Parâmetros das curvas para previsão de falhas futuras	98
Tabela 4.6 -	Custos estimados para reparo de quebras e substituição de tubulações	100
Tabela 4.7 -	Tempo de substituição de tubulações para os seis grupos estudados	104

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	12
2. OBJETIVOS.....	14
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	15
3.1. ESTRUTURA DO SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA.....	15
3.1.1. Sistema produtor	16
3.1.2. Sistema adutor.....	16
3.1.3. Sistema de distribuição.....	17
3.1.4. Configuração do sistema de distribuição.....	18
3.1.5. Principais características das tubulações.....	19
3.2. DESEMPENHO DOS SISTEMAS DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA.....	22
3.2.1. Desempenho hidráulico do sistema de distribuição.....	25
3.2.2. Qualidade da água no sistema de distribuição.....	27
3.2.3. Confiabilidade do serviço.....	29
3.2.3.1. Causas das falhas	29
3.2.3.2. Tipos de falhas	42
3.2.3.3. Frequência da falha.....	44
3.2.3.4. Conseqüências de uma falha	46
3.3. MODELOS EXISTENTES PARA A CONFIABILIDADE DO SISTEMA	49
3.3.1. Modelos estatísticos de falhas.....	49
3.3.2. Modelos de confiabilidade das redes de distribuição.....	60
3.4. MODELOS DE OTIMIZAÇÃO PARA A REABILITAÇÃO DAS REDES DE DISTRIBUIÇÃO.....	64
3.5. FERRAMENTAS AUXILIARES NOS DIAGNÓSTICOS E ANÁLISES..	70
3.5.1. Sistema de informação geográfica.....	70
3.5.2. Modelos hidráulicos.....	74
3.5.2.1. Aplicações de modelos de distribuição de água.....	74
3.5.2.2. Características do programa EPANET	75
3.5.2.3. Calibração do modelo	76
4. ESTUDO DE CASO	79
4.1. CADASTRO DA REDE DE DISTRIBUIÇÃO	79
4.2. ANÁLISE DA CONFIABILIDADE HIDRÁULICA	81

4.3. ANÁLISE DAS FALHAS NA REDE DE DISTRIBUIÇÃO	85
4.4. PREVISÃO DE FALHAS	96
4.5. PREVISÃO DO TEMPO ÓTIMO DE SUBSTITUIÇÃO	99
4.6. PLANEJAMENTO DE LONGO PRAZO	104
5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	106

1. INTRODUÇÃO

Os sistemas de abastecimento de água são infra-estruturas necessárias para o abastecimento de populações em quantidade e qualidade adequadas para o consumo humano, sendo constituídos de unidades de captação, estações de tratamento, adutoras, estações elevatórias, reservatórios e redes de distribuição.

A idade da infra-estrutura dos sistemas de abastecimento de água, aliada ao estresse contínuo desses sistemas pelas condições ambientais e operacionais a que são submetidos, têm levado a sua deterioração principalmente pelos seguintes aspectos:

- Aumento da taxa de quebra de tubulações devido à deterioração da integridade estrutural da tubulação. Isso por sua vez aumenta os custos operacionais e de manutenção, aumenta as perdas de água tratada e os custos sociais tais como paralisação do serviço, interrupção no trânsito, descontinuidades nos processos comerciais e industriais e perturbação da vida doméstica.
- Redução da capacidade hidráulica das tubulações no sistema, resultando em aumento do consumo de energia elétrica e diminuição da qualidade do serviço prestado.
- Deterioração da qualidade da água no sistema de distribuição devido à alteração na superfície interna das tubulações, que podem resultar em gosto, odor e problemas estéticos no abastecimento de água e até problemas de saúde pública, em casos extremos.

Em consequência, as prestadoras de serviços de saneamento são levadas à necessidade de reparar, reabilitar ou substituir os diferentes componentes do sistema. Questões como “o quê”, “onde”, “quando” e “como”, são levantadas. Os engenheiros dessas entidades gestoras são confrontados com a tomada de uma série de decisões que tem que ser baseadas em informações a cerca das características das tubulações, muitas vezes incorretas ou incompletas.

Mundialmente, muitos dos atuais sistemas de abastecimento de água já excederam largamente o tempo de vida útil para o qual foram dimensionados, gerando uma quantidade de esforços de pesquisa dedicados à reabilitação de sistemas de distribuição de água, incrementada substancialmente nos últimos trinta anos. A maioria desses esforços tem focado nos aspectos de desempenho da tubulação, por exemplo, modelagem de quebras de tubulação, confiabilidade do sistema de distribuição de água, deterioração hidráulica, etc.

Devido à escassez de recursos financeiros, torna-se necessário o desenvolvimento de uma metodologia para auxiliar planejadores e tomadores de decisão em procurar a melhor estratégia de reabilitação que explore toda a vida útil de cada tubulação, de forma a manter os resultados de segurança, confiabilidade e a qualidade da água veiculada nessas tubulações.

2. OBJETIVOS

Este trabalho tem os seguintes objetivos:

- Apresentar as principais causas e conseqüências da deterioração das tubulações dos sistemas de distribuição de água;
- Analisar o estado da arte dos modelos e ferramentas internacionalmente utilizados para avaliação e previsão das deteriorações das tubulações;
- Apresentar o estudo de caso do sistema de distribuição de água da Região Metropolitana de São Paulo, operado pela Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo - Sabesp, onde serão feitas avaliações dos seguintes tópicos:
 - Indicadores de desempenho;
 - Modelo de confiabilidade do sistema de distribuição.
 - Modelo de previsão de falhas; e
 - Modelo de planejamento de substituição de tubulações.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1. ESTRUTURA DO SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

A despeito do tamanho e da complexidade dos sistemas de abastecimento de água apresentarem uma variedade enorme de possibilidades, todos eles possuem uma mesma proposta básica: distribuir água da sua origem (instalações de tratamento) até o consumidor final.

Os objetivos dos sistemas de água urbanos são prover com segurança, água potável para uso doméstico, quantidade adequada de água com pressão suficiente para proteção contra incêndios e água para uso industrial.

As fontes de abastecimento das cidades são lençóis d'água subterrâneos, rios, lagos e represas. No mundo, cerca de dois terços das águas para abastecimento público tem origem nos mananciais superficiais. Frequentemente, as águas oriundas dos mananciais subterrâneos são de qualidade adequada para excluir um tratamento mais intenso que apenas a adição de cloro e flúor na água.

De um modo geral, as concepções de sistemas de abastecimento dependem principalmente do tipo de manancial (superficial: curso d'água, represas, manancial de serra; ou subterrâneo), da topografia da área e da população a ser atendida (TSUTIYA, 2004).

A estrutura de um sistema de abastecimento de água é mostrada na Figura 1. O sistema pode ser dividido em três partes principais: sistema produtor, sistema adutor e sistema de distribuição.

Figura 1 – Estrutura de um Sistema de Abastecimento de Água
(adaptado de MISIUNAS, 2005)

3.1.1. Sistema produtor

O sistema produtor consiste de componentes que são projetados para o tratamento da água, tornando-a potável. O manancial é o corpo de água superficial ou subterrâneo, de onde é retirada a água para o abastecimento. A água é captada geralmente por meio de bombeamento e transportada, através de adutora de água bruta, até uma estação de tratamento de água – ETA.

3.1.2. Sistema adutor

Um sistema adutor consiste de componentes que são projetados para transportar uma grande quantidade de água ao longo de grandes distâncias, geralmente entre as principais instalações do sistema. O exemplo mais comum de um sistema adutor é o arranjo entre adutoras e reservatórios setoriais, como mostra a Figura 1. As tubulações do sistema adutor geralmente têm diâmetros acima de 300 mm e podem ser construídas tanto abaixo do solo como acima. O comprimento das tubulações pode variar significativamente. Em alguns lugares a água tem que ser transportada por uma distância de várias dezenas de quilômetros.

Os elementos típicos do sistema adutor são válvulas de bloqueio, ventosas, válvulas de controle, bombas, além de equipamentos para proteção contra transientes

hidráulicos. Bombas podem ser utilizadas para transportar a água de uma instalação para outra (ETA para reservatório ou reservatório para reservatório). Para minimizar custos operacionais, o bombeamento deve ser utilizado durante o tempo em que o custo da energia é menor, isto é, horas fora do pico energético. Mesmo em casos onde a adução possa ser feita por gravidade, o bombeamento pode ser utilizado para aumentar a taxa de vazão na adutora.

Os consumidores individuais geralmente não estão diretamente conectados pelas adutoras. Eventualmente, há casos em que as tubulações de distribuição estão conectadas em alguns pontos ao longo do comprimento de uma adutora.

3.1.3. Sistema de distribuição

A água transportada em adutoras para as áreas residenciais é então entregue aos consumidores através do sistema de distribuição de água. Geralmente, um sistema de distribuição tem uma topologia complexa e contém uma grande quantidade de elementos.

Dois tipos de tubulações são encontrados num sistema de distribuição – redes e ramais. As redes são um passo intermediário voltado para a entrega de água aos consumidores e são, quase na totalidade, menores em diâmetro que as adutoras. Tipicamente, as redes de distribuição seguem o alinhamento das vias públicas. Os tubos podem ser interconectados por junções e formar anéis. Geralmente, o sistema de distribuição é uma combinação de topologias em anel e em ramos, como mostrado na Figura 1. Essa mesma figura também apresenta uma visão geral das partes do sistema de distribuição de água. Geralmente, várias ramificações simples na rede de distribuição têm uma válvula de parada (registro) em cada extremidade. As válvulas são instaladas com o propósito de isolamento no caso de um evento de falha ou durante um trabalho de manutenção. Elas também podem ser utilizadas para mudar a rota de fluxo na rede. Nesses casos, as válvulas são fechadas permanentemente para estabelecer zonas de pressão dentro da rede ou para formar um Distrito de Medição e Controle, como mostrado na Figura 1.

Um hidrante para combate a incêndios é outro elemento comum em ambas as partes de adução e de distribuição de um sistema de abastecimento de água. Pode haver variação entre os países quanto à densidade de hidrantes num sistema de distribuição, mas, em geral, os hidrantes são instalados a cada 100 m.

Cotovelos, tês, cruzetas, e numerosas outras peças são utilizadas para conectar e redirecionar as tubulações. Além das válvulas de parada, várias válvulas de controle (redutoras de pressão, sustentadora de pressão, etc.) são instaladas no sistema, visando um melhor desempenho do mesmo.

Os ramais são pequenas tubulações no sistema de abastecimento que transmitem a água das redes de distribuição para os consumidores. Usualmente, os ramais têm diâmetros bem menores que as redes de distribuição e tomam a direção da rua para a propriedade. As residências, comércios e indústrias têm seus sistemas de encanamentos próprios para transportar a água para caixas d'água, torneiras, máquinas de lavar, etc.

A rede de distribuição é, geralmente, o componente de maior custo do sistema de abastecimento de água, compreendendo cerca de 50 a 75% do custo total de todas as obras do abastecimento (TSUTIYA, 2004).

3.1.4. Configuração do sistema de distribuição

Como mostrado na Figura 1, os sistemas de distribuição de água podem ter tanto estruturas em anéis como ramificadas. Num sistema de anéis há diferentes caminhos que a água pode percorrer entre a origem até o consumidor. Esses sistemas são geralmente mais desejáveis que os sistemas de ramificações porque, unido com válvulas suficientes, eles podem propiciar um nível adicional de confiabilidade (KHOMSI et al., 1996).

Quando ocorre uma paralisação devido a uma falha ou um reparo planejado, os anéis permitem que os consumidores sejam beneficiados por não ter que ficar sem nenhum abastecimento, podendo somente ter uma redução no padrão de serviço. No caso de rede ramificada haveria a completa interrupção no abastecimento. Outra

vantagem da configuração em anéis é que, por haver mais de um caminho para a água chegar até o usuário, as velocidades serão menores e a capacidade do sistema será maior. Entretanto, o custo de instalação para um sistema de anéis é maior que para um sistema ramificado. Então, a maioria dos sistemas de abastecimento de água possui complexas combinações de anéis e ramificações, conciliando redundância (anéis) com redução de custos (ramificações).

Em alguns casos a topologia do sistema de distribuição pode ser modificada depois da sua construção pelo fechamento permanente de uma válvula de parada e formação de zonas de pressão ou Distritos de Medição e Controle.

3.1.5. Principais características das tubulações

Historicamente, tem sido usada uma variedade de materiais e tecnologias na produção de tubos para o abastecimento de água. Por volta de 1700-1450 A.C. a cidade de Knossos, na ilha de Creta, estava em seu apogeu e desenvolveu um sistema de transporte de água que utilizava condutos circulares e distribuíam água para a cidade e para o palácio em tubulações pressurizadas. Estes, possivelmente, foram os primeiros tubos utilizados, já que outras civilizações apenas se utilizavam de canais superficiais (ALEM SOBRINHO; MARTINS, 2004).

A implantação da infra-estrutura de abastecimento de água requer grandes investimentos, portanto os sistemas existentes não podem ser trocados ou melhorados dentro de um curto período de tempo. A idade das tubulações pode geralmente ser estimada pelo seu tipo de material.

O domínio da produção de tubos de ferro fundido foi um fato importante para o desenvolvimento dos sistemas de abastecimento de água. Embora em 1455 tenha sido empregada a primeira tubulação de ferro fundido no Castelo de Dillenburg na Alemanha, o seu uso em grande escala parece ter demorado a acontecer. Em 1664 uma adutora de ferro fundido de mais de 22 km foi construída na França para abastecer o Palácio de Versailles, tornando-se a maior linha de tubos da época e ainda hoje parte dessa tubulação permanece em serviço (ALEM SOBRINHO; MARTINS, 2004).

Os principais materiais de tubos e peças utilizados ou em utilização em sistemas de distribuição de água são: ferro fundido cinzento, ferro fundido dúctil, PVC (policloreto de vinila), polietileno (PE) e fibrocimento. Os materiais que mais se destacam em termos de extensão de aplicação em redes de distribuição de água, atualmente, são o ferro fundido dúctil e o PVC. Quanto aos tubos de fibrocimento e ferro fundido cinzento, existem grandes extensões de redes aplicadas no passado, mas não são mais utilizados (CHAMA NETO, 2004).

Os tubos de PVC passaram a ter aceitação mais generalizada na Europa após a segunda guerra mundial, no final da década de 40, já os tubos de polietileno, surgidos nos anos 50, encontraram o mercado tomado pelos anteriores, consolidando-se nesse continente apenas a partir da década de 60 (CHAMA NETO, 2004).

A distribuição de materiais nos sistemas existentes varia entre países e municípios. Dados estatísticos da distribuição de material das redes em diferentes países podem ser encontrados na literatura. Deb et al. (1998) apresentaram dados dos Estados Unidos e Canadá (Figura 2). Pelletier, Mailhot e Villeneuve (2003) mostraram dados de 1996 de três municipalidades canadenses (Figura 3), informando que o único material utilizado até 1960 foi o ferro fundido e o PVC foi utilizado a partir de 1976. Babovic et al. (2002) observaram que apesar de 86,5% do sistema de abastecimento de água da cidade de Copenhague (Dinamarca), em 1995, ser de ferro fundido, 72,6% das novas tubulações instaladas entre 1987 e 1995 são de PVC ou de polietileno. Rajani e Kleiner (2004) apresentaram um sumário de materiais de rede de distribuição de 13 países europeus (Figura 4). Os dados de diferentes países mostram que, em média, o ferro fundido é o material dominante das tubulações.

Diante desses levantamentos efetuados, pode-se dizer que, de um modo geral, as tubulações atualmente instaladas nas redes de distribuição são de 40 a 60% de ferro fundido cinzento, seguido de 25 a 30% de ferro dúctil. Tubulações de cimento amianto e de plásticos, dependendo de cada país, giram em torno de 10 a 30%, cada um. Entretanto, nota-se que a distribuição de materiais da tubulação está sendo alterada devido ao atual uso extensivo de materiais plásticos.

Babovic et al. (2002) comentam que desde 1987 a maioria das novas tubulações tem sido fabricada usando diferentes tipos de materiais plásticos, 72,6% das novas tubulações instaladas entre 1987 e 1995 eram de polietileno ou PVC.

Figura 2 – Materiais das tubulações nos Estados Unidos e Canadá (DEB et al., 1998)

Figura 3 – Percentagens de extensão de tubulação para diferentes materiais em três municipalidades canadenses em 1996 (PELLETIER, MAILHOT e VILLENEUVE, 2003)

Em ligações prediais de residências e estabelecimentos comerciais de reduzido consumo são utilizados, geralmente, tubos de 19 mm (3/4"). No passado eram utilizados tubos e conexões de aço galvanizado para execução do ramal predial de água, entretanto, atualmente esse material não tem sido utilizado, sendo substituído por tubos de plástico, em especial o PEAD - polietileno de alta densidade (TSUTIYA, 2004).

Salienta-se que este trabalho tem como foco apenas o estudo das tubulações pertencentes à rede de distribuição, pois os ramais têm características bem distintas, merecendo um estudo à parte.

Figura 4 – Materiais das tubulações em países europeus
(Rajani e Kleiner, 2004)

3.2. DESEMPENHO DOS SISTEMAS DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA

As tecnologias voltadas aos sistemas de distribuição de água têm apresentado uma grande evolução nos últimos anos. As demandas e expectativas dos serviços estão crescendo. Entretanto, o nível de desenvolvimento da atividade de abastecimento urbano de água tende a progredir de forma mais lenta que outras atividades com menor relevância econômica.

Devido à sua natureza de serviço monopolista há uma carência de mercado competidor nessa área. Atualmente há uma forte demanda pela eficiência e alta qualidade do serviço prestado. A melhoria de desempenho, buscando satisfazer as necessidades públicas, é um das principais metas hoje em dia.

O desenvolvimento e uso de indicadores de desempenho é um tópico atual das empresas de saneamento em todo o mundo. O uso do processo de avaliação de

desempenho padronizado é o fator chave para a melhoria do desempenho de sistemas de abastecimento de água (ALEGRE et al., 2000).

Os indicadores de desempenho são medidas da eficiência e efetividade das empresas de água com respeito a aspectos específicos da atividade e do comportamento do sistema. A eficiência é uma medida da extensão para os quais os recursos de uma empresa de água são utilizados de forma ótima para produzir o serviço. A efetividade é uma medida da extensão para os quais os objetivos almejados são alcançados.

Cada indicador de desempenho expressa o nível de desempenho real alcançado numa certa área e durante um dado período de tempo. Os indicadores de desempenho fazem o possível para comparar o desempenho de diferentes sistemas e simplificar a análise dos sistemas de distribuição de água.

No início da década de 90, a “International Water Supply Association” – IWSA selecionou o tópico de indicadores de desempenho para um de seus congressos mundiais. Esse assunto não provocou um grande interesse naquele momento. Entretanto, depois de 3 a 4 anos, cerca de 150 membros seniores de empresas de água de todo o mundo mostraram interesse pelo assunto (MAYS, 2002).

A “International Water Association” – IWA, que representa cerca de 130 países, desenvolveu recentemente um sistema de indicadores de desempenho para serviços de água, os quais estão se tornando atualmente uma referência mundial no setor. Esse sistema é uma poderosa ferramenta de gestão para empresas prestadoras de serviços de água, independentemente de seus níveis de desenvolvimento e das suas características regionais, como clima, demografia e cultura.

O sistema de indicadores de desempenho da IWA inclui indicadores de recursos hídricos, de pessoal, físicos, operacionais, de qualidade de serviço e financeiros. Também incluem a definição das informações requeridas para estabelecer os perfis da empresa, do sistema e da região.

De acordo com as recomendações da IWA, alguns indicadores devem ser definidos como uma relação entre variáveis de mesma natureza (adimensional) ou de diferentes naturezas (litros por ramal). Em alguns casos, o denominador deve representar uma característica da dimensão do sistema (número de ramais ou comprimento total das tubulações). Isso permite a comparação de indicadores, calculados em diferentes momentos de tempo, independente do crescimento do sistema ou com indicadores de sistemas de diferentes tamanhos.

Um sistema global de indicadores de desempenho deve satisfazer os seguintes requisitos (MAYS, 2002):

- Representar todos os aspectos relevantes do desempenho da empresa de água, levando em conta uma representação do sistema através de um número reduzido de indicadores;
- Ser apropriado para representação desses aspectos de uma maneira verdadeira e imparcial;
- Refletir os resultados da atividade de gerenciamento da empresa;
- Estar claramente definido, com uma interpretação de forma única e concisa para cada indicador;
- Incluir somente indicadores de desempenho sem sobreposições;
- Requerer somente equipamentos de medida que a empresa possa proporcionar; a requisição de equipamento sofisticado e caro deve ser evitada;
- Ser verificável, o que é especialmente importante quando os indicadores de desempenho são utilizados por entidades reguladoras que devem necessitar de fazer uma checagem nos resultados informados;
- Ser de fácil entendimento, sempre por não especialistas – particularmente pelos consumidores;
- Referir a um determinado período de tempo;
- Referir a uma área geográfica limitada;
- Ser aplicável a empresas com diferentes características e estágios de desenvolvimento;

- Ser o mais simples possível, evitando a inclusão de aspectos desnecessários.

Como os indicadores de desempenho da IWA cobrem praticamente todos os aspectos dos serviços de água, é possível selecionar algum grupo de indicadores para a análise do sistema de distribuição de água de um ponto de vista específico.

Com o envelhecimento dos sistemas de abastecimento de água, o planejamento de reabilitação das tubulações está ganhando cada vez mais a atenção das empresas de água e da comunidade de pesquisas. O principal objetivo do planejamento de reabilitação é assegurar o desempenho do sistema e maximizar a eficiência econômica da operação. Há três principais indicadores de desempenho que merecem destaque:

- Desempenho hidráulico;
- Qualidade da água; e
- Confiabilidade do serviço.

3.2.1. Desempenho hidráulico do sistema de distribuição

A deterioração das superfícies internas das tubulações resulta numa diminuição da capacidade hidráulica dos condutos. A perda de carga h em qualquer tubulação pode ser calculada pela equação de Hazen-Williams (3.1):

$$h = 10,653 \left(\frac{Q}{C} \right)^{1,852} D^{-4,87} L \quad (3.1)$$

Onde: Q = vazão na tubulação (m^3/s);

C = coeficiente relativo à rugosidade na tubulação;

D = diâmetro da tubulação (m);

L = comprimento da tubulação (m).

A diminuição da capacidade hidráulica de uma tubulação pode ser expressa como a deterioração do seu coeficiente C de Hazen-Williams ao longo do tempo. A taxa de deterioração variará conforme o tipo de tubulação, a qualidade da água e as práticas de operação e manutenção. Conforme citação de Lamont (1981), Colebrook e White foram os primeiros a observar o resultado da mudança da rugosidade ao longo do tempo, encontrando uma taxa de crescimento quase linear da rugosidade da tubulação com o tempo. Hudson (1966) investigou as variações de C com o tempo em oito redes de distribuição nos Estados Unidos. Os resultados de Hudson são apresentados na Figura 5.

Figura 5 – Deterioração de C com o tempo (HUDSON, 1966)

Lamont (1981) relacionou a taxa de crescimento da rugosidade ao grau de saturação do carbonato de cálcio na água. Sharp e Walski (1988) propuseram um modelo logarítmico de deterioração que foi essencialmente baseado nas conclusões de Colebrook e White, nas quais os valores de rugosidade foram convertidos aos valores equivalentes de C . Salienta-se que todos esses modelos foram derivados de tubulações de materiais metálicos.

O dimensionamento hidráulico de uma rede de distribuição de água depende não somente da capacidade de carregamento de seus componentes, mas, também, da vazão que a rede deve abastecer (demanda). Então, o planejamento de longo-prazo de reabilitação dos sistemas requer a previsão de ambos, a diminuição da capacidade hidráulica do sistema e as futuras mudanças nas demandas devido ao crescimento populacional, nas alterações de seus hábitos de consumo, etc.

3.2.2. Qualidade da água no sistema de distribuição

Vários pesquisadores (LECHEVALLIER; LOWRI; LEE, 1990; LECHEVALLIER et al., 1993; HERSON et al., 1991; CLARK et al., 1993 e 1994) têm observado o fenômeno de deterioração da qualidade da água no sistema de distribuição. Embora algumas das causas apontadas tenham sido identificadas, nenhuma tentativa tem sido feita para modelar o grau de deterioração da qualidade da água como uma função da idade do sistema, apesar da condição da tubulação, que é função da idade, apresentar impactos significativos na qualidade da água.

LeChevallier, Lowri e Lee (1990) conduziram uma pesquisa apontando que o crescimento de coliformes no sistema de distribuição originaram-se de biofilme da tubulação. Eles observaram que os níveis de coliforme aumentaram na água aduzida da estação de tratamento de água através do sistema de distribuição numa taxa maior que a habitualmente encontrada na reprodução natural. Essa observação indicou a transferência de população do biofilme na superfície interna da tubulação para a coluna d'água. Eles observaram, ainda, que o cloro livre em 1-2 mg/L não foi suficiente para eliminar ou mesmo reduzir essas ocorrências de coliformes. Em alguns trechos das linhas, níveis de 4,3 mg/L não eliminaram os coliformes. Os autores notaram que a manutenção contínua de residuais de cloro elevados no sistema de distribuição devia ter efeitos adversos no consumidor, incluindo excessiva formação de trihalometano (THM), problemas de gosto e odor e aumento da corrosão. Em comparação com diferentes agentes de desinfecção, os autores acharam que a monocloramina foi mais efetiva no controle de crescimento do biofilme em tubulações de ferro; entretanto, doses de 4 mg/L foram requeridas. Os autores observaram, além disso, que a corrosão interna da tubulação tem um

impacto distinto na eficiência da desinfecção. Foi observado que as superfícies internas ásperas da tubulação protegeram a bactéria anexada de inativação pelo residual de cloro livre. Foi subsequente feita a hipótese de que os produtos da corrosão interferem na eficiência da desinfecção do biofilme. A aplicação de inibidores de corrosão (como polifosfato e ortofosfato de zinco) resultou numa substancial melhoria na desinfecção do biofilme. Numa publicação mais recente de LeChevallier et al. (1993), esse fenômeno foi investigado com maior profundidade, corroborando com os resultados anteriormente observados.

LeChevallier (1990) relatou que os tubérculos formados nas tubulações das superfícies internas das tubulações (em ferro sem revestimento e em ferro com o revestimento danificado) eram compostos predominantemente de ferro. A superfície dos tubérculos foi coberta com fendas, que forneceram aumento da área de superfície e proteção para o crescimento de microorganismos. Outro fator que o autor aponta como influência do crescimento de bactérias é a hidráulica do sistema. O aumento da velocidade do fluxo causa um maior fluxo de nutrientes através da superfície da tubulação, um maior transporte de desinfetantes e uma queda do biofilme da superfície interna da tubulação. A estagnação de água em tubulações causa o aumento do crescimento microbiológico resultante da perda de residual de desinfetante.

Herson et al. (1991) conduziu estudos que provam que coliformes e outros organismos nativos são capazes de se acumular nas superfícies internas das tubulações, devendo existir, conseqüentemente, grande diferença no número de micróbios entre as superfícies internas da tubulação e a água no seu próprio meio. As altas densidades de bactérias nas superfícies internas não podem ser detectadas por procedimento padrão de determinação de qualidade de água que são baseados em amostras tomadas no meio aquoso somente. Essas constatações apóiam as conclusões relatadas por LeChevallier (1990) e LeChevallier et al. (1993).

Clark et al. (1993 e 1994) relataram uma experiência conduzida para a verificação de modelos matemáticos de propagação de cloro e de contaminantes em sistemas de distribuição. Uma de suas descobertas é a evidência de que a demanda de cloro das tubulações foi muito mais alta que o decaimento de cloro na fase de água no seu

próprio meio (assumindo decaimento de primeira ordem). Isso os conduziu a concluir que os componentes do sistema de distribuição exercem demanda de cloro devido à existência de biofilme nas suas superfícies internas. Outra descoberta refere-se ao efeito adverso na qualidade da água devido à baixa velocidade em determinados trechos da rede de distribuição.

3.2.3. Confiabilidade do serviço

As redes de distribuição de água são tradicionalmente projetadas para serem confiáveis. Entretanto, a crescente escassez de investimentos do setor público para a construção e manutenção e a idade avançada de muitos sistemas de abastecimento de água estão levando os operadores de sistemas ao foco na análise de confiabilidade. A confiabilidade de um sistema, de acordo com a ISO 8402 (RAUSAND e HØYLAND, 2004) é definida como "a habilidade do sistema para desempenhar uma função requerida, sob dadas condições operacionais e ambientais e para um período de tempo definido".

3.2.3.1. Causas das falhas

Uma variedade de fatores causando falhas na tubulação tem sido identificada por vários autores (MORRIS JR., 1967; SHAMIR e HOWARD, 1979; O'DAY, 1982), sendo a relação apresentada por Morris Jr. (1967) uma das mais abrangentes:

- Projeto inadequado;
- Instalação imprópria;
- Oscilação ou transitório hidráulico;
- Movimento do solo;
- Corrosão interna;
- Corrosão externa;
- Diferencial de temperatura;
- Defeitos de fabricação; e
- Impactos.

Morris Jr. (1967) ressaltou que a causa das quebras das redes de água não pode sempre ser averiguada e que, geralmente, há uma combinação de causas.

Shamir e Howard (1979) apresentaram a classificação de razões para quebras da tubulação em 4 categorias:

- A qualidade e a idade da tubulação e de suas respectivas peças de conexão;
- O tipo de ambiente no qual a tubulação é assentada – corrosividade do solo, cargas externas;
- A qualidade da mão-de-obra utilizada para o assentamento da tubulação; e
- As condições operacionais, tais como pressão de trabalho e suas oscilações.

O'Day (1982) dividiu as principais causas de quebras das tubulações em três categorias: excesso de carga, temperatura e corrosão.

Na literatura internacional o foco principal é dado para falhas em tubulações de ferro fundido cinzento e ferro dúctil visto que estes materiais foram freqüentemente mais usados no passado. Há, entretanto, uma tendência a um incremento no uso de materiais plásticos (PEAD e PVC) e no futuro certamente haverá a expectativa de falhas dessas tubulações devido ao seu envelhecimento.

A maioria dos fatores é constante com o tempo, mas alguns seriam dependentes do tempo, como: tráfego, qualidade da água e velocidade da água.

A seguir são apresentados os fatores comumente considerados que têm um grande impacto na falha das tubulações.

Idade e período de instalação

Diferentes períodos ou épocas de instalação mostram características de falhas diferentes. Essas características são mais dependentes da prática de fabricação utilizada que da própria idade da instalação. Alguns períodos de instalação têm uma taxa de quebra mais elevada que outras (ANDREOU, MARKS e CLARK, 1987b). Em alguns casos, tubulações velhas são mais resistentes à falha que outras mais

jovens. Para tubulações de ferro fundido cinzento, isso pode ser explicado pela espessura mais fina das paredes produzidas pelos métodos de fundição mais modernos. A espessura mais fina das paredes leva a um efeito de corrosão e um nível de estresse mais elevado para as mesmas cargas externas.

As técnicas de acoplamento dos tubos têm sido melhoradas ao longo dos anos, permitindo grandes deflexões nas junções. Andreou, Marks e Clark (1987b) relataram que há uma tendência de tubulações com falhas em idades recentes terem um desempenho melhor que as tubulações que falharam com idades mais avançadas.

O'Day et al. (1986) mostraram que apenas a idade da rede não é um bom indicador para prever a taxa de quebra de redes de água. Os dados da empresa de água de Kenosha e a companhia de água de Louisville experimentaram taxas de quebra mais altas em algumas de suas redes mais jovens que em redes mais velhas. A Figura 6 apresenta as taxas de quebra por ano de instalação da rede da companhia de água de Louisville. O grande incremento de quebras de tubulações assentadas entre 1922 e 1955 foi atribuído ao uso de um material substituto ao chumbo nas juntas das tubulações.

Figura 6 - Taxa de quebra em função do ano de implantação
Companhia de Água de Louisville – 1963-1983
(adaptado de O'Day et al., 1986)

O'Day et al. (1986) salientam que até as décadas de 50 e 60 praticamente todas as tubulações utilizadas eram de ferro fundido cinzento e que a resistência da tubulação depende da técnica de fundição utilizada, sendo apontados quatro tipos de fabricação de tubos de ferro fundido cinzento, com respectivos períodos de uso:

- Fundição horizontal (antes de 1850);
- Fundição vertical (décadas de 1850 a 1930);
- Fundição por centrifugação em moldes metálicos (décadas de 30 a 50);
- Fundição por centrifugação em moldes revestidos de areia (décadas de 50 a 60).

Pelletier, Mailhot, e Villeneuve (2003) mencionam que em duas cidades francesas a probabilidade de ocorrência de quebra é muito maior para tubulações instaladas após 1960, apontando como causa o rápido crescimento urbano ocorrido na década de 60, que teria resultado numa qualidade ruim de materiais e técnicas de instalação.

Corrosão

A corrosão é uma das principais razões para substituição de tubulações por ser identificada como uma das principais causas de quebras nas tubulações de ferro fundido e de outras tubulações metálicas (MAKAR, 2000). Morris Jr. (1967) afirmou que o movimento do solo combinado com a corrosão é a principal causa de falha em tubulações.

A corrosão interna depende das características da água transportada, isto é, pH, alcalinidade, bactérias e oxigênio. A corrosão externa depende do ambiente em volta da tubulação (características do solo, mistura do solo e aeração). Karaa (1984) argüiu que a corrosão externa é um importante fator a ser incorporado nos modelos de previsão e que sua intensidade, diferente da corrosão interna, variará de tubulação para tubulação assim como variam as condições do solo.

O'Day et al. (1986) relataram 5 tipos de corrosão, alguns ocorrendo apenas internamente à tubulação e outros tanto interna como externamente, conforme apresentado na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Tipos de Corrosão (O'DAY et al., 1986)

Tipo	Localização	Descrição
Tuberculização (Figura 7)	Interna	O desenvolvimento de tubérculos resulta na obstrução do interior da tubulação, acarretando na redução da capacidade de carreamento. Atividades biológicas associadas com a tuberculização podem acelerar o processo de corrosão.
Corrosão de erosão	Interna	A má aderência de produtos da corrosão na parede da tubulação resulta na repetitiva formação e destruição de filmes da superfície. A parede corroída é continuamente exposta a futuros ataques.
Corrosão de fenda	Interna	A natureza da área de superfície envolvida restringe a difusão. Essa forma de corrosão ocorre principalmente em juntas, superfícies sob material particulado ou imperfeições no revestimento de cimento devido à exclusão de O ₂ ou acumulação de íons de metal entre um depósito.
Pontos de corrosão	Interna/ Externa	Ataque corrosivo localizado resultante da penetração em lugares pontuais do metal. Ocorre principalmente em pontos onde a tubulação está em contacto com solos corrosivos.
Grafitização (Figura 8)	Interna/ Externa	A retirada de ferro da estrutura metálica resulta numa redução efetiva da espessura da parede da tubulação visto que a grafite remanescente não garante a integridade estrutural.

Diâmetro

Parece ser unanimidade na literatura que o maior número de falhas é encontrado em tubulações de pequenos diâmetros. Tubulações com diâmetros menores ou iguais a 200 mm têm particularmente grande número de falhas. A alta frequência de falhas para tubulações de pequenas dimensões é explicada pela reduzida resistência da tubulação, reduzida espessura da parede, diferentes padrões de fabricação e menor confiabilidade das juntas para pequenos diâmetros. Outra razão deve ser a baixa

velocidade em tubulações de menor diâmetro resultando na deposição de materiais suspensos da água, criando um ambiente propício para crescimento de bactérias. Clark, Stafford e Goodrich (1982) apontaram que tubulações de grandes diâmetros tendem a ter um período mais longo antes do primeiro evento de manutenção que as tubulações de diâmetros menores.

Figura 7 – Seção de uma tubulação sofrendo tuberculização.
(O'DAY et al., 1986)

Figura 8 – Seção de parede de tubulação exibe grafitação sobre 50% da espessura da parede.
(O'DAY et al., 1986)

O'Day et al. (1986) apresentaram taxas de quebra em função do diâmetro das tubulações relativas à cidade de Filadélfia, no período de 1964 a 1980 e de Binghamton, no período de 1921 a 1979 (Figura 9).

Figura 9 - Taxa de quebra em função do diâmetro
(adaptado de O'DAY et al., 1986)

Khomsí et al. (1996) apresentaram uma coletânea de dados de quatro regiões, mostrando a taxa de quebra (quebras/milhas/ano) por diâmetro de tubulação (Figura 10), cujo padrão é semelhante ao apresentado por O'Day et al. (1986). Os autores advertem que os dados da cidade de Winnipeg, no Canadá, devem ser avaliados com muito cuidado, devido à extrema variação de temperatura característica da região.

Figura 10 - Taxa de quebra em função do diâmetro
(adaptado de KHOMSI et al., 1996)

Preston e Sturm (2007) apresentam taxas de quebra ocorridas em 2001 (quebras/100km/ano) para dois materiais de tubulação diferentes de empresas de saneamento do Reino Unido (Tabela 3.2), cujos valores aumentam conforme diminuem os diâmetros.

Tabela 3.2 – Frequência de quebras de tubulações para diferentes diâmetros

Diâmetro Nominal da tubulação (mm)	Taxa de Falhas por 100 km por ano	
	Cimento Amianto	Ferro Dúctil
200	8,0	3,9
150	16,7	6,8
100	23,8	7,4
80	26,0	26,3

Fonte: dados contidos do “UKWIR National Database of mains Failures” (PRESTON e STURM, 2007)

Comprimento da tubulação

O comprimento da tubulação difere de tubo para tubo dentro de uma mesma rede e também entre as redes. Para tubulações longas (acima de 1000 m) condições externas como as condições do solo e de tráfego variam ao longo da tubulação. Nos modelos desenvolvidos por Andreou, Marks e Clark (1987a e 1987b) a função de risco é aproximadamente proporcional à raiz quadrada do comprimento.

Material da tubulação

A maioria das redes de distribuição consiste principalmente de tubulações de ferro fundido (cinzento e dúctil) e existem numerosos registros de falhas para essas tubulações. Na maioria das vezes, novos materiais como PVC e PEAD tem sido introduzidos em grande escala para redes de água. As características desses materiais diferem extremamente, portanto os diferentes materiais devem ser analisados separadamente. Análises estatísticas de tubulações feitas de PVC e PEAD são focos de estudos recentes (EISENBEIS, RØSTUM e LE GAT, 1999).

As técnicas de manutenção para os diferentes materiais da tubulação têm mudado consideravelmente ao passar dos anos. A evolução de métodos de fundição para tubulações de ferro cinzento é um bom exemplo disso. As primeiras tubulações eram fundidas horizontalmente em moldes de areia, resultando em espessuras de paredes irregulares. Mais tarde, a fundição vertical foi introduzida, resultando em espessuras mais regulares e permitindo a produção de tubulações com paredes mais finas. O desenvolvimento de métodos de fundição centrífuga resultou na produção de tubulações mais resistentes e de espessuras de parede com maior consistência (MAKAR e RAJANI, 2000). As técnicas de produção estão correlacionadas com a idade da tubulação, o qual está relacionada ao ano do assentamento da tubulação, cuja informação é disponível na maioria dos cadastros das redes de distribuição.

Variação de temperatura

Um padrão sazonal com um maior número de falhas ocorrendo durante o inverno é comum para a maioria das redes de distribuição (SAEGROV et al., 1999). Isso é explicado devido a um intensivo programa de controle de vazamentos executado na época de verão, detectando uma grande quantidade de corrosão externa de tubulações de ferro dúctil desprotegidas.

Saegrov et al. (1999) observaram em ambos, inverno e verão, picos na taxa de quebras no Reino Unido. O pico de verão foi atribuído ao ressecamento e desigual redução de solo argiloso, enquanto no inverno o pico pode ter sido devido aos efeitos de contração térmica. Adicionalmente, a taxa de quebra anual sobre um período de dez anos foi encontrada para ser relacionada ao dia de temperatura média anual e inversamente relacionada ao total de precipitações anuais.

Efeitos climáticos devem ser utilizados num estágio preliminar para determinação das causas de falhas nas tubulações. Entretanto, para predição de falhas futuras não é fácil a inclusão de efeitos climáticos como uma variável, uma vez que o tempo de evolução desses fatores é desconhecido. Do ponto de vista gerencial a existência de variação sazonal em falhas de tubulação deve ser útil para o planejamento e organização diária do gerenciamento da rede de água. Entretanto, quanto ao

cálculo futuro sobre necessidades de reabilitação e para priorização entre tubulações é inútil conhecer o dia de falha real.

Condições do solo

As condições do solo afetam as taxas de corrosão externa e representam um importante papel na degradação da tubulação. Clark, Stafford e Goodrich (1982) usaram a presença de ambientes de solos corrosivos em suas análises de falha de tubulações, mas acharam uma baixa correlação entre o comprimento da tubulação assentada em ambientes corrosivos e as quebras.

Hudak, Sadler e Hunter (1998) avaliaram a distribuição espacial de quebras relativas a condições do solo e padrões de clima. Valores mais elevados de densidade de quebra foram observados em tubulações de PVC do que nas de ferro fundido em solos argilosos sob condições de contração-expansão mais elevadas. Sob condições moderadas, a resistência do PVC excede a encontrada para as tubulações mais velhas de ferro fundido, devido aos efeitos de corrosão.

Falhas anteriores

O número de falhas anteriores ou o histórico de falhas de uma tubulação é um fator significativo para a predição de futuras falhas (WALSKI e PELLICCIA, 1982). Andreou, Marks e Clark (1987a) usaram o modelo de riscos proporcionais (Proportional Hazards Model – PHM) de Cox para analisar quebras nas redes de água. A taxa de quebra aumentou com cada quebra, até a terceira quebra depois da qual a taxa de quebra ficou constante, mas elevada. Nesse ponto as tubulações foram definidas como “estado de quebra rápida”. O número de quebras anteriores foi reconhecido por afetar significativamente a função de risco das tubulações.

Clark, Stafford e Goodrich (1982) relataram que, das tubulações que experimentaram quebras sucessivas no seu estudo de caso, o tempo entre um evento e o próximo foi cada vez mais curto (Figura 11).

Figura 11 – Número médio de anos para a falha subseqüente
(Clark, Stafford e Goodrich, 1982)

Goulter e Kanzemi (1988) observaram o agrupamento espacial e temporal de quebras de redes de água, indicando que uma quebra prévia incrementou a probabilidade de futuras quebras em proximidade de tempo quase imediata. Cerca de 60% de todas as quebras subseqüentes ocorreram dentro de 3 meses da quebra anterior. Eles sugeriram que as quebras subseqüentes são resultantes de dano causado durante as operações de reparo, como por exemplo, a onda de pressão durante o reabastecimento da tubulação após o reparo ou movimentos de terra causados pela escavação e a movimentação de veículos pesados utilizados durante o reparo.

Madiec et al. (1996) demonstram que o número de quebras anteriores é o fator mais importante para a previsão de quebras futuras, uma vez que os outros demais fatores são os causadores do fenômeno de quebras sucessivas. Um estudo estatístico foi utilizado na cidade de Bordeaux em 1990, usando dados do período de 1951 a 1983. A previsão de quebras previstas para o período de 1983 a 1993

(247 quebras) foi comparada com o número que realmente ocorreu (257 quebras). A variação de 4% mostra que a previsão está próxima da realidade.

Vários fatores não relacionados às atividades de reparo são também responsáveis pelo agrupamento de quebras na rede. Tubulações no mesmo local freqüentemente têm a mesma idade e material e foram assentadas com o mesmo método construtivo. Tubulações no mesmo local são também prováveis de estarem expostas às mesmas condições de corrosão externa e interna.

Defeitos de fabricação

Makar, Desnoyers e McDonald (2001) apontam diversos defeitos de fabricação nas tubulações de ferro fundido, relatando as mudanças nos processos de fabricação das mesmas ao longo do tempo. Foi apresentada uma análise de falha conduzida pelo “National Research Council Canada” – NRC, numa quebra de uma tubulação de água de 410 mm, na cidade de Ottawa, no verão de 2000. Não foi identificada nenhuma área de corrosão significativa na superfície fraturada nem no restante da amostra enviada ao NRC para a análise. Entretanto, foi encontrado um grande número de defeitos de fabricação. Numerosos pequenos poros foram vistos no metal da tubulação. Essa tubulação apresentava também variações na espessura da tubulação. Foram realizados testes de tensão para investigação das propriedades mecânicas da tubulação em várias amostras da peça que sofreu a falha e também de uma peça removida da mesma rede para servir de amostra de controle. As análises concluíram que a falha foi causada por defeitos de fabricação da tubulação. A freqüência dos defeitos observados era tal que havia uma probabilidade muito alta de uma ocorrência no local da falha.

Atkinson et al. (2002) estudaram as falhas de tubulações de pequeno diâmetro (75 e 100 mm) de ferro fundido, através de testes mecânicos de amostras de tubulações em conjunto com análises estatísticas Weibull. Os resultados mostram duas causas para as falhas: defeitos inerentes na microestrutura do ferro fundido ou resultante do processo de grafitação da tubulação ocorrida durante o tempo em que estava atuando.

Pressão

Tanto a pressão estática da água como as oscilações de pressão num sistema de distribuição podem levar à falha na tubulação. Oscilações de pressão podem ocorrer quando válvulas e ventosas abrem e fecham durante operações na rede. Essas oscilações podem ser um dos fatores no agrupamento de falhas, assim como as válvulas que são fechadas e abertas durante atividades de reparo. Andreou, Marks e Clark (1987b) consideraram que o estresse imposto na parede da tubulação devido à alta pressão contribui para a ocorrência de uma quebra se a parede já está erodida devido à corrosão e apontaram o efeito significativo da pressão nas tubulações com múltiplas quebras. Essas condições aumentam as chances dessas tubulações experimentarem múltiplas e freqüentes quebras no futuro, mas a importância da variável em seus modelos foi considerada baixa.

Clark, Stafford e Goodrich (1982) usaram ambos, a pressão absoluta e o diferencial de pressão (oscilação) nos seus modelos. A pressão absoluta foi usada para estimar o tempo para a ocorrência da primeira falha e o diferencial de pressão foi utilizado para a estimativa do número de eventos após a primeira falha.

Uso do solo

O uso do solo (áreas de tráfego, áreas residenciais e áreas comerciais) é usado como um substituto para cargas externas nas tubulações. Eisenbeis, Rostum e Le Gat (1997) utilizaram o uso do solo sobre a tubulação (tráfego normal versus tráfego pesado), como uma variável em modelos de falha.

Escavações nas proximidades das tubulações perturbam as condições de assentamento, resultando em falha da tubulação. O trabalho de outra concessionária (gás, eletricidade, telefonia) pode causar falha da tubulação.

Babovic et al. (2002) mostraram dados de causas de arrebentamentos do sistema de abastecimento de água da cidade de Copenhague (Dinamarca), salientando que para mais da metade dos trabalhos de reparos, o banco de dados não aponta a causa exata da quebra. Para os arrebentamentos para o qual as causas foram

especificadas, praticamente a metade delas é devida à corrosão ou grafitação (Figura 12). Os problemas relativos à acomodação diferencial no assentamento das tubulações são identificados como a segunda causa principal de quebras.

Figura 12 - Resumo das causas conhecidas de quebras
Copenhague, Dinamarca (BABOVIC et al., 2002)

3.2.3.2. Tipos de falhas

Os mecanismos de falhas variam dependendo do material e do diâmetro da tubulação. Os tipos de quebra foram classificados por O'Day (1982) em três categorias:

Quebra circunferencial. A quebra circunferencial (Figura 13) é tipicamente causada pelas forças de dobra aplicadas à tubulação. O estresse da dobra é frequentemente o resultado do movimento do solo, da contração térmica ou da interferência causada por terceiros. A quebra circunferencial é o modo de falha mais comum para tubulações de ferro fundido de pequenos diâmetros. Em Hu e Hubble (2005) foram apresentadas estatísticas de quebras em redes de água de cimento amianto da cidade de Regina no Canadá. As quebras circunferenciais foram apresentadas como modo de falha predominante, compreendendo 90,9% de todas as falhas. Também foi demonstrado que a taxa de quebra cai com o aumento do diâmetro.

Figura 13 – Quebra circunferencial
(adaptado de Makar, Desnoyers e McDonald, 2001)

Quebra longitudinal. A quebra longitudinal (Figura 14) é mais comum em tubulações de grandes diâmetros. Ela pode ser causada por diferentes tipos de carregamento, tais como pressão de água interna e estresse criado pela carga de cobertura do solo, carga externa ou mudanças térmicas. Uma pequena quebra pode expandir ao longo do comprimento da tubulação. Em alguns casos, inicialmente há duas quebras em lados opostos da tubulação que resultam numa completa separação da seção da tubulação que pode ser tão longa quanto o próprio comprimento da tubulação.

Figura 14 – Quebra longitudinal
(adaptado de Makar, Desnoyers e McDonald, 2001)

Fissura na bolsa. A fissura na bolsa (Figura 15) é mais comum em tubulações de ferro fundido de pequenos diâmetros. A principal razão para a fissura na bolsa é a selagem das juntas. Originalmente, as juntas eram seladas usando-se chumbo. Nos anos 40 o chumbo foi substituído por composto não metálico que tem um coeficiente de expansão térmica diferente do chumbo. Isso, em baixas temperaturas, pode causar a fissura na bolsa.

Figura 15 – Fissura na bolsa
(adaptado de Makar, Desnoyers e McDonald, 2001)

Em adição aos três tipos de quebras descritos acima, Makar, Desnoyers e McDonald (2001) introduziram os seguintes tipos de falhas (em tubulações de ferro fundido cinzento):

Pontos de corrosão e furos de ruptura. É amplamente aceito que a corrosão é um importante fator que desempenha um papel principal no processo de falhas da tubulação. Um ponto de corrosão (Figura 16a) reduz a espessura e a resistência mecânica da parede da tubulação. Quando a parede é desbastada até um certo ponto, a pressão interna termina por provocar um furo de ruptura na tubulação (Figura 16b). O tamanho do furo depende da distribuição da corrosão e da pressão na tubulação. Em alguns casos um furo de ruptura pode ser abundantemente grande.

Figura 16 – (a) Pontos de corrosão e (b) furo de ruptura
(adaptado de Makar, Desnoyers e McDonald, 2001)

Quebra da bolsa. As tubulações de grandes diâmetros (>500 mm) têm geralmente um momento de inércia muito elevado para produzir uma falha circunferencial. Em vez disso, as tubulações de grandes diâmetros falham por ter uma seção quebrada na bolsa, como mostra a Figura 17. A simples compressão durante o assentamento

das tubulações pode provavelmente causar uma quebra longitudinal que se propaga ao longo do comprimento da tubulação, mas uma força para criar uma deflexão poderia produzir o tipo de quebra mostrado na Figura 17.

Figura 17 – Quebra da bolsa
(adaptado de Makar, Desnoyers e McDonald, 2001)

Quebra em espiral. A quebra em espiral (Figura 18) é um modo de falha que algumas vezes ocorre em tubulações de diâmetros médios. A quebra inicialmente circunferencial se propaga ao longo do comprimento da tubulação de uma maneira espiral. Historicamente, esse tipo de falha é associado com oscilações de pressão, mas também podem ser relacionados a uma combinação de força no assentamento com pressão interna.

Figura 18 – Quebra em espiral
(adaptado de Makar, Desnoyers e McDonald, 2001)

3.2.3.3. Frequência da falha

Um dos indicadores mais utilizados para quantificar a frequência das falhas das tubulações para um sistema em particular é a relação entre a quantidade de quebras por extensão de tubulação num intervalo de tempo, geralmente o número anual de quebras por cem quilômetros de tubulação. Na Tabela 3.3 são apresentadas as frequências de quebras em três estudos: em duas cidades dos EUA (O'Day et al., 1986), três municipalidades do distrito de Quebec, no Canadá (Pelletier, Mailhot e

Villeneuve , 2003) e dados de companhias de água do Reino Unido (PRESTON e STURM, 2007).

Tabela 3.3 – Freqüência de quebras de tubulações para diferentes materiais

Localidade	Quebras/100km/ano				
	Ferro Fundido	Ferro Dúctil	Cimento Amianto	PVC	PEAD
Oakland, Califórnia, EUA	26	-	10,3	-	-
Denver, Colorado, EUA	7,6	0,7	5,7	-	-
Chicoutimi, Quebec, Canadá	70	30	-	2	-
Gatineau, Quebec, Canadá	69	22	-	1,8	-
Saint-Georges, Quebec, Canadá	27	7	-	-	-
Reino Unido	22,1	19,9	16,1	8,3	3,2

A Tabela 3.3 indica claramente que a maioria das quebras ocorre em tubulações de ferro fundido cinzento. As diferenças existentes, para o mesmo material, nos três estudos mostram que outros fatores também são importantes na análise de quebras. Preston e Sturm (2007) apontam que pelo fato de cada sistema de distribuição possuir uma combinação única de materiais e tamanhos de tubulações diferentes é presumível que a freqüência de quebras irá variar de uma rede para outra.

Na maioria dos sistemas de abastecimento de água as tubulações de ferro fundido cinzento são as mais antigas, freqüentemente instaladas a mais de 50 anos. Muitos estudos têm indicado o incremento de freqüência de quebra de tubulações com o tempo.

A idade da tubulação pode ser considerada como a causa predominante de falha de tubulações, mas não a única. Então, o número de incidentes em sistemas de abastecimento urbano de água provavelmente terá um aumento contínuo no futuro com o envelhecimento dos sistemas.

3.2.3.4. Conseqüências de uma falha

As perdas associadas a uma falha na tubulação podem ser divididas em três categorias principais, conforme sugerido por Makar e Kleiner (2000):

- Custos diretos
 - Custo do reparo que depende dos parâmetros da tubulação e da falha tanto quanto da localização da falha;

- Custo do vazamento de água que depende da gravidade da falha, do tempo de isolamento, do tamanho da tubulação e do custo da produção de água;
- Custo do dano ao redor da infra-estrutura e de propriedades (alagamentos, colapso da rua, danos estruturais, etc.) que depende tanto da gravidade e localização da falha quanto do tempo para isolamento;
- Responsabilidades (danos, acidentes, etc.) que dependem da gravidade e localização da falha.
- Custos indiretos
 - Custos da interrupção do abastecimento (perdas de negócios devido à falta de água) que dependem do tempo de isolamento da falha;
 - Custo da taxa de deterioração potencialmente aumentada da infra-estrutura e propriedades ao redor da área da quebra;
 - Custo da queda na capacidade de combate ao fogo, devido à falta d'água e insuficiências da capacidade hidráulica.
- Custos sociais
 - Custo de degradação da qualidade da água devido à intrusão de contaminante causado pela despressurização;
 - Custo de diminuição da confiança pública e qualidade da água fornecida que depende da localização e do tempo de isolamento da área;
 - Custos devidos à interrupção do trânsito e de atividades comerciais que depende da localização e do tempo de isolamento da área;
 - Custos de descontinuidade no abastecimento de água para clientes especiais (hospitais, escolas, etc.) que depende da localização e do tempo de isolamento da área.

A Figura 19 mostra os componentes do custo real da falha como uma função do tempo depois da ocorrência da falha. O custo total associado com a falha da tubulação depende da gravidade e duração do evento e pode alcançar um valor razoavelmente alto. Por exemplo, se um pequeno vazamento é reparado algum tempo após a ocorrência do vazamento, o custo real será aproximadamente igual ao somatório do custo do reparo com o custo da água que foi perdida. Entretanto, se o vazamento continua sem ser detectado por um bom tempo, pode causar danos ao subsolo (especialmente se o tamanho do vazamento aumenta com o tempo). Então, outros dois componentes, isto é, dano à infra-estrutura do subsolo/propriedades e responsabilidades relativas a acidentes, também contribuirão para o custo real do vazamento.

Se um grande arrebentamento é considerado, o custo real da falha incluirá todos os componentes e estará sendo incrementado rapidamente depois da ocorrência da falha, conforme mostra a Figura 19. Geralmente, se a falha não é detectada e localizada logo após sua ocorrência, o dano à infra-estrutura ou à propriedade e as responsabilidades provavelmente serão os maiores contribuintes para o elevado custo da falha da tubulação. Adicionalmente, o custo total da falha da tubulação aumenta de forma exponencial se a ação de gestão da falha é consideravelmente demorada.

Figura 19 - Perdas associadas à falha
(Makar e Kleiner, 2000)

Stacha (1978) apresentou uma estimativa de custos de interrupção do serviço devido a falhas, cujo custo relativo à inconveniência ao consumidor aumenta conforme o número de interrupções no serviço ocorridas no ano (Tabela 3.4).

Tabela 3.4 - Custo relativo à inconveniência na interrupção dos serviços de abastecimento de água	
Número de interrupções/ano	Valor estimado da inconveniência (dólares)
1	0
2	250
3	500
4	1000
5	1500
6	2000

3.3. MODELOS EXISTENTES PARA A CONFIABILIDADE DO SISTEMA

3.3.1. Modelos estatísticos de falhas

Existem três abordagens para modelos de estado técnico de redes de água relativas às falhas de tubulação: análise descritiva, análise física e análise preditiva. A análise descritiva organiza e sumariza os dados e pode ser usada para indicar várias tendências em falhas e fatores que afetam as tubulações. Todos os esforços para modelar a condição estrutural de uma rede estariam nessa análise básica. A análise física usa estimativas do carregamento externo, quantidade de corrosão interna e externa e o estresse da tubulação para modelar o estado estrutural do material da tubulação. A análise preditiva usa técnicas estatísticas para prever falhas futuras do sistema.

Segundo Kleiner e Rajani (2001), os modelos estatísticos são classificados dentro de três categorias: determinísticos, probabilísticos de múltiplas variáveis e probabilísticos de variável simples processada por grupo.

Os modelos determinísticos usam dois ou três parâmetros nas equações para modelar padrões de quebras. Esses modelos são melhor aplicados para grupos de tubulações que são relativamente homogêneos com respeito a fatores que devem influenciar seus padrões de quebra. Esses modelos são de aplicação relativamente simples, mas requerem consideração cuidadosa na definição dos agrupamentos.

Os modelos probabilísticos de múltiplas variáveis consideram muitas variáveis que influenciam nos padrões de quebra, assim reduzem a necessidade de partição das tubulações em grupos homogêneos. Eles podem também considerar explicitamente dados críticos. Eles são, então, melhor apropriados para aplicação em tubulações individuais com o objetivo de identificação e priorização de tubulações para reabilitação e renovação. Esses modelos requerem uma grande experiência técnica e quantidade de dados suficiente para tratar como múltiplas variáveis.

Os modelos probabilísticos de variável simples processada por grupo incluem modelos que usam processos probabilísticos em dados agrupados para derivar

probabilidades de expectativa de vida de tubulações, probabilidade de quebra e análise probabilística do fenômeno de agrupamento de quebra. Os modelos de expectativa de vida da tubulação podem ser úteis para prever e planejar as futuras necessidades financeiras para a renovação das tubulações. Os modelos de agrupamento de quebras podem ser instrumentais no planejamento de curto prazo de renovação e reabilitação de tubulações de água.

Uma das referências mais citadas, que diz respeito a modelagem de falha em redes, foi desenvolvida por Shamir e Howard (1979), cujo método determina o tempo ótimo de substituição de redes de água. Ambas as tubulações, existentes e substituídas, são consideradas nesse modelo. Baseado no dado de falha, o número de quebras por unidade de comprimento por ano é prognosticado por:

$$N(t) = N(t_0).e^{A(t-t_0)} \quad (3.2)$$

onde $N(t)$ denota a taxa de quebra (quebras/ano/km) no ano t e $N(t_0)$ é a taxa de quebra inicial no ano t_0 . A é uma constante com a unidade ano^{-1} . Após a substituição, a tubulação é considerada “virtualmente livre de quebra” dentro do horizonte de planejamento. Shamir e Howard (1979) combinaram o prognóstico de quebra com dados econômicos para achar o tempo ótimo para a substituição. Essa equação de regressão de quebra tem sido recomendada por outros autores, tais como Walski e Pelliccia (1982) e Kleiner e Rajani (1999).

As principais limitações do modelo de regressão de quebras proposto são:

- As previsões de quebras baseadas somente na idade da tubulação são muito limitadas. Outros fatores como diâmetro da tubulação, comprimento, pressão, material, solo, agressividade da água, número de quebras anteriores são fatores significativos em quebras de tubulação e deveriam ser incluídos no modelo.
- O método não inclui informação acerca de tubulações que ainda não tenham sofrido falhas.

O modelo de regressão de falha é, entretanto, de fácil aplicação e a despeito de suas limitações tem sido muito usado em projetos de pesquisa sobre número de falhas futuras em redes de abastecimento de água (KARAA, 1984; KLEINER e RAJANI, 1999).

Walski e Pelliccia (1982) propuseram um embasamento similar àquele de Shamir e Howard (1979), o qual inclui fatores para o histórico de quebra e diâmetro da tubulação. Seu modelo tem a seguinte forma:

$$N(t) = C_1 \cdot C_2 \cdot a \cdot e^{b(t-k)} \quad (3.3)$$

Onde $N(t)$ é a taxa de quebra (quebras/extensão/ano) no tempo t , C_1 é o fator de correção para quebras anteriores e C_2 é o fator de correção para o tamanho da tubulação, a e b são parâmetros de regressão e k é o ano de instalação da tubulação, $(t-k)$ é a idade da tubulação.

Clark, Stafford e Goodrich (1982) propuseram um modelo de regressão baseado na observação de que um longo período ocorre entre a instalação da tubulação e a primeira quebra. Duas equações são desenvolvidas, uma para predizer o tempo decorrido até a ocorrência da primeira quebra e a segunda para predizer o número de quebras subseqüentes. Como nos modelos anteriormente descritos, é assumido um crescimento exponencial na taxa de quebra (depois da primeira quebra). Várias variáveis demográficas, tais como desenvolvimento industrial e evolução residencial, são usadas como variáveis nas equações. Entretanto, modelos que incluem essas variáveis têm um baixo ajuste com os dados observados e requerem uma grande quantidade de dados para o seu desenvolvimento.

Karaa (1984) na sua tese de doutoramento e o artigo de Andreou, Marks e Clark (1987a), introduziram o Modelo de Riscos Proporcionais semi-paramétricos de Cox (1972) para a realização de análise de quebras de tubulações em redes de água. Nesse modelo, a vida de uma tubulação é dividida entre um estágio de quebra lenta e um estágio de quebra rápida, que se inicia depois de três quebras. Um Modelo de Riscos Proporcionais (PHM) é usado para descrever a taxa de quebra $h(x)$ para cada tubulação em função do tempo:

$$h(x,z,\beta) = h_0(x) \cdot e(z'\beta) \quad (3.4)$$

onde $h_0(x)$ é a fundamentação da função de risco, z' é um vetor coluna de variáveis independentes ($z' = [z_1, z_2, z_3, \dots, z_p]$) e β é um vetor de parâmetros de regressão desconhecidos ($\beta = [\beta_1, \beta_2, \beta_3, \dots, \beta_p]$) que tem que ser enquadrado através de observações de campo.

As variáveis apontadas como as mais significativas na análise de quebras são: pressão na tubulação, número de quebras anteriores, idade da tubulação na época da segunda quebra, período de instalação, uso do solo e comprimento da tubulação.

A taxa de quebra não aumenta depois da terceira quebra. As tubulações usadas na análise variam razoavelmente em comprimento. Algumas das tubulações são muito longas (mais de 1000 m) para serem analisadas como um único componente, pois as condições que afetam a taxa de quebra poderiam variar ao longo do comprimento da tubulação.

Andreou, Marks e Clark (1987a e 1987b) desenvolveram esse modelo para prever a probabilidade de falha e para estimar as variáveis explanatórias na falha da tubulação. O modelo não tem a intenção de prever o número esperado de falhas numa rede.

Li e Haines (1992) desenvolveram um modelo semi-Markov para descrever o processo de deterioração numa rede de abastecimento de água. Os “estados” Markov representados são: o estado de operação (funcionando ou sob reparo) e o número de quebras ocorridas. Um modelo de riscos proporcionais como o usado por Andreou, Marks e Clark (1987a) é aplicado para identificar dois estágios de deterioração e suas funções de acompanhamento de riscos. Os autores usaram as proposições feitas por Walski e Pelliccia (1982) para estimar o tempo de reparo de uma tubulação e para estimar o acompanhamento do custo de reparo e substituição.

As probabilidades obtidas pelo modelo de Markov são usadas numa otimização linear do modelo, o qual maximiza a viabilidade do sistema e inclui os custos esperados com os incômodos causados pela quebra e reparo da mesma. Essa

análise não inclui um modelo hidráulico da rede e não leva em consideração a necessidade de um abastecimento alternativo enquanto uma tubulação está sendo reparada.

Goulter, Davidsen e Jacobs (1993) desenvolveram um método para a quantificação da variação das taxas de quebra associadas com o agrupamento temporal e espacial de quebras em tubulações de água. Esse método surgiu após Goulter e Kanzemi (1988) mostrarem que na cidade de Winnipeg, Canadá, a probabilidade de ocorrência de quebras em tubulações de água é mais elevada dentro de um intervalo de tempo e uma distância curtos em relação a uma quebra anterior, concluindo que os efeitos de agrupamento não se estendem além de um intervalo de 20 metros e 60 dias. O primeiro passo desse método usa um “esquema de referência cruzada” para determinar o número médio de quebras que ocorre numa tubulação depois da primeira quebra. No segundo passo, uma regressão não-linear é usada para determinar o valor de coeficientes para uma equação que captura as mudanças no número médio de quebras subseqüentes com a variação no tempo e no espaço. Esses parâmetros são aplicados a uma distribuição não-homogênea de Poisson que prevê a probabilidade de uma quebra subseqüente numa tubulação, dado que a primeira quebra já ocorreu. O modelo é restrito a predição de quebras subseqüentes e não pode ser utilizado para prever a primeira quebra. A distribuição não-homogênea de Poisson usada não inclui variáveis explanatórias.

Uma nova distribuição estatística, denominada distribuição de Herz, foi introduzida por Herz (1996) para a descrição do envelhecimento de tubulações de água. O modelo é baseado num modelo matemático de sobrevivência de “espécies”, desenvolvido na Universidade de Karlsruhe (“Procedimento Karlsruhe”). Nesse modelo a rede é dividida em grupos de tubulações com o mesmo ano de instalação, material do tubo e outras características que afetam seu desempenho ao longo do tempo. A distribuição de Herz foi desenvolvida especificamente para o envelhecimento de elementos da infra-estrutura e tem a característica de que a taxa de falha/taxa de renovação aumenta com a idade mais e mais antes que ela aumente mais gradualmente e finalmente aproxime-se assintoticamente de um valor limite. O que o autor chamou de taxa de falha/taxa de renovação é um termo

estatístico da função de risco para a vida útil de uma tubulação. A tubulação é substituída quando a vida útil é expirada. A taxa de renovação é dada por:

$$h(t) = \frac{be^{b(t-c)}}{a + e^{b(t-c)}} \quad \text{para } t \geq c=0 \quad (3.5)$$

Onde os valores de a, b e c devem ser derivados empiricamente para períodos passados e tipos particulares de tubulações. Quando usados para prognóstico, esses devem ser baseados em julgamentos experientes, isto é, na estimativa de sobrevivência de tubulações feita por técnicos e engenheiros (HERZ, 1996). A função de envelhecimento (com limites superiores e inferiores) deve ser estabelecida para cada grupo de tubulações. O modelo prevê a vida residual (remanescente da vida útil) para cada grupo de tubulações e pode ser usado para estimar as necessidades de reabilitação.

As principais cidades européias usam a distribuição de Herz para o planejamento de renovação e reabilitação de tubulações. O procedimento tem sido agregado ao uso amigável do software KANEW num projeto de pesquisa patrocinado pela “American Water Works Association Research Foundation” - AWWARF (DEB et al., 1998). O modelo foi usado em cinco estudos de caso nos Estados Unidos como parte desse projeto. Os autores concluíram que o KANEW é útil para avaliação de necessidades futuras de reabilitação, mas poderia ser melhorado agregando o desenvolvimento de metodologias para a determinação de parâmetros da função de sobrevivência, usando registros de operação e manutenção.

O KANEW considera a idade da tubulação como o único fator que influencia na necessidade de reabilitação ou substituição da rede, requerendo que o usuário estime a expectativa de vida para cada categoria de tubulação a ser estudada. A Tabela 3.5 sumariza as faixas de duração da tubulação provenientes de um questionário realizado pela AWWA para um conjunto de categorias de tubulações de água mais genéricas, salientando que isso é um reflexo das condições locais de cada prestadora de serviço e sua experiência com um material da tubulação em particular.

Tabela 3.5 – Faixas de expectativa de vida de tubulações de água

Categoria da Tubulação de Água	Faixa de expectativa de vida de tubulações de água (anos)		
	100%	50%	10%
Ferro fundido não revestido	20 a 90	30 a 115	50 a 150
Ferro fundido revestido (original)	30 a 80	50 a 130	70 a 175
Ferro fundido revestido (reabilitação)	30 a 75	60 a 90	100 a 175
Ferro dúctil não revestido	40 a 60	60 a 100	100 a 130
Ferro dúctil revestido (original)	30 a 100	50 a 150	90 a 200
Ferro dúctil revestido (reabilitação)	40 a 70	70 a 110	110 a 140
Aço	20 a 75	40 a 100	60 a 125
Cimento Amianto	25 a 80	35 a 100	50 a 135
Concreto	30 a 100	40 a 150	60 a 200
PVC	30 a 100	40 a 130	50 a 150

(DEB et al., 1998)

As principais desvantagens do modelo de distribuição Herz/KANEW são:

- O KANEW não permite a análise de tubulações individuais, assim nenhuma variável de estrutura é incluída no modelo. As funções de envelhecimento são especificadas para cada grupo de tubulações, portanto o modelo somente deve ser usado durante a análise das necessidades de reabilitação e nas estratégias para toda a rede de distribuição de água.
- O KANEW não considera, nas análises de necessidades de reabilitação/renovação, fatores importantes como a capacidade hidráulica, a qualidade da água e as análises de confiabilidade da rede. O modelo assume que essas propriedades são uma função da idade de cada grupo de tubulação, e são responsabilizadas pela função densidade da vida útil.
- Os parâmetros da distribuição de Herz são baseados nas taxas históricas de renovação e não nas taxas históricas de quebras. As taxas de renovação refletem as políticas de reabilitação no passado (frequente tendência de manter uma idade média fixa do estoque) e a condição técnica e econômica do período. Ademais, as políticas de reabilitação provavelmente deverão ser modificadas no futuro. Assim, os parâmetros teriam que ser alterados para refletir políticas e padrões futuros. Esse é um problema previsto que seria tratado com a técnica Delphi, onde especialistas são consultados para fazer a primeira estimativa de vida útil das tubulações e são dadas oportunidades para modificar ou melhorar num segundo momento e, se necessário, num terceiro momento depois da revisão das estimativas dadas por outros especialistas anônimos do mesmo assunto.

Eisenbeis, Rostum e Le Gat (1999), apresentaram uma aplicação similar a de Andreou, Marks e Clark (1987a) do modelo de falhas proporcionais, mas assumiram uma distribuição Weibull para balisar a função de risco, $h_0(x)$. Esse modelo inclui três estágios. O primeiro estágio descreve funções de risco para tubulações que não tenham experimentado uma falha. O segundo estágio descreve funções de risco da segunda a quarta falha, enquanto o terceiro estágio descreve as funções de risco para tubulações depois da sua quarta falha. A rede de abastecimento de água em Bordeaux é usada como um estudo de caso para a análise. O estudo demonstra que o fator mais importante para a previsão de falhas é o número de falhas anteriores. A idade é o fator mais importante para previsão da primeira falha. Para tubulações com duas a quatro falhas, a função de risco é menos dependente da idade. Para tubulações com mais de quatro quebras, a função de risco é constante. Para prever as falhas futuras para cada tubulação é utilizado um método assumindo as falhas futuras a partir de uma distribuição exponencial. Visto que a base da função de risco é realmente um modelo Weibull, o processo para previsão de novas falhas é somente válido no caso onde a distribuição Weibull é reduzida a uma distribuição exponencial.

Os autores apresentam uma análise de duas redes francesas e uma norueguesa usando um PHM Weibull. O modelo utiliza uma estratificação dos dados das falhas de acordo com o número registrado de falhas anteriores. Foram relatadas conformidades consideravelmente boas entre as falhas observadas e as previstas.

Tanto Andreou, Marks e Clark (1986) quanto Eisenbeis, Rostum e Le Gat (1999) limitaram suas análises a falhas em tubulações de ferro fundido cinzento e distinguiram entre estágios de quebra lenta e rápida, que reflete os diferentes estágios na curva “bath tub”, clássica função de sobrevivência para um grupo de redes de água (Figura 20). A parte inicial da curva mostra a “falha precoce” que para as tubulações é representativa de falhas devido a fatores humanos no assentamento da tubulação e problemas de fabricação. Um período de tempo longo segue no qual a taxa de falha, $F1$, é geralmente baixa. Como as tubulações tendem a operar até o fim da sua vida útil, a taxa de falha vai crescendo exponencialmente. Segundo Hadzilacos et al. (2000) essa curva pode ser aplicada para uma tubulação individual,

um grupo de tubulações com características similares ou para toda a população de uma rede de distribuição.

Figura 20 – Curva “*bath tub*”
(Hadzilacos et al., 2000)

Malandain, Le Gauffre e Miramond (1999) usaram um modelo de regressão de Poisson para quantificar a influência das variáveis: diâmetro, material e posição da tubulação (localizada num arruamento ou não) na taxa de quebra. O tempo desde a instalação não está incluído na regressão. A rede de água de Lyon é utilizada como estudo de caso. Antes da análise as tubulações são agrupadas de acordo com os fatores estruturais e ambientais. Para modelar a taxa de quebra (função de risco) como uma função do tempo, a função da taxa de quebra foi dividida em três intervalos diferentes (Figura 21) e cada intervalo é analisado separadamente, resultando numa função de passo para a taxa de quebra. No estágio inicial a função de risco aumenta e um modelo Weibull é assumido, baseado nos resultados de Eisenbeis, Rostum e Le Gat (1999). Nos estágios seguintes um modelo exponencial (função de risco constante) é usado. Os autores apontam que essa abordagem proposta deveria ser somente usada para análise da rede e não para uma tubulação específica.

Os autores usaram um Sistema de Informações Geográficas (Geographic Information System - GIS) para a identificação da variação espacial para taxa de quebra causada por variáveis ambientais, por exemplo, condição do solo.

Figura 21 – Evolução da taxa de quebra para a rede de água de Lyon
(MALANDAIN, LE GAUFFRE e MIRAMOND, 1999)

Hadzilacos et al. (2000) relatam um “sistema baseado em confiabilidade para o gerenciamento da manutenção das redes subterrâneas das empresas de utilidades”, financiado pela União Européia, dentro do programa denominado UtilNets. Visando a reabilitação de redes de água, foram integrados a esse sistema de apoio a decisão um módulo de confiabilidade estrutural para redes de água e um módulo de confiabilidade hidráulica. O programa tem rotinas para análises simples de qualidade da água, otimização de trabalhos de reabilitação e cálculos de custos de reabilitação/substituição e sociais.

No módulo para descrição da confiabilidade estrutural de redes de água o tempo é dependente da confiabilidade estrutural (L), que, para cada tubulação, é definido como a probabilidade que a resistência total da tubulação (R), (representação, espessura da tubulação, resistência, etc.) é maior que os efeitos de carga globais (S) (por exemplo, carga do tráfego, cargas hidráulicas, etc.) (PRESTON, 1999):

$$L(t) = P(R(t) - S(t)) \quad (3.6)$$

As variáveis, ou cargas, exibem um comportamento estocástico e são assumidas para ocorrer de acordo com um processo de Poisson. Os autores introduziram o termo superfície de falha, para definir o conjunto de variáveis onde as falhas ocorrem.

O UtilNets foi originalmente limitado para a análise de tubulações de ferro fundido cinzento. Ambas as corrosões na tubulação, pontual e uniforme, são incluídas no modelo. Uma tubulação é considerada com falha quando a profundidade máxima dos pontos torna-se igual à espessura da parede da tubulação. Foram utilizadas dezesseis variáveis para descrever o desempenho da tubulação, que são: carga da terra, carga do tráfego, carga da água, pressão de trabalho, carga de caminhão, oscilação de pressão, carga de degelo, carga térmica, profundidade dos pontos de corrosão, estresse, espessura da parede, resistência, comprimento insustentável, raio externo, raio interno e coeficiente de corrosão (Figura 22). O modelo calcula a expectativa de vida para cada tubulação como o número de anos desde quando a tubulação foi assentada até chegar a uma probabilidade de falha estrutural de 50%.

Figura 22 – Cargas na tubulação usadas no UtilNets (HADZILACOS et al. 2000)

O UtilNets também inclui um módulo hidráulico simples. O estado real de comportamento é comparado à máxima demanda requisitada, pressão mínima de operação e velocidade máxima permitida de cada tubulação. Uma ocorrência de falha hidráulica é assumida quando o carregamento excede a resistência.

As principais limitações do UtilNets são:

- Somente a primeira falha de cada tubulação é considerada.
- O modelo estrutural é determinístico e requer dados extensivos para cada tubulação (16 variáveis). A profundidade da corrosão para tubulações específicas deve ser achada pela análise de amostras de tubulação.
- O modelo somente simula tubulações de ferro fundido cinzento.
- A análise hidráulica é realizada sem a utilização de um simulador hidráulico de rede.
- Não está documentado nenhum bom exemplo de adequação do modelo.

Os autores afirmam que UtilNets na sua forma de protótipo atual é muito rígido, bem complexo e requer uma quantidade de dados impraticável. O modelo somente será prático se as empresas começarem a criar uma rotina de coleção de dados. Segundo os autores, o UtilNets será modificado em termos de redução do número de módulos e redução do número de variáveis usados na análise, através da criação de uma versão comercial.

3.3.2. Modelos de confiabilidade das redes de distribuição

Modelos de confiabilidade têm sido adotados em outros campos envolvendo redes (por exemplo, suprimento de energia e comunicação entre computadores). Algumas dessas abordagens devem provar a utilidade de modelos para análises de redes de distribuição de água, embora deva-se ter em mente as diferentes leis físicas que governam o fluxo dessas várias redes e os diferentes efeitos que as falhas produzem nessas redes. A análise de confiabilidade dos sistemas de distribuição de água deve incluir modelos hidráulicos de redes. As análises habituais de sistemas para redes de abastecimento de água são mais complexas que a tradicional análise de confiança mecânica, onde se considera a confiabilidade de uma única rota entre a origem e o abastecimento. Os modelos de rede hidráulica admitem análises de rotas alternativas de suprimento e a capacidade hidráulica dessas rotas. A confiabilidade mecânica corresponde a uma estimativa de limite superior para a verdadeira confiabilidade hidráulica da rede.

A confiabilidade de uma rede de distribuição de água é um assunto complexo que tem recebido a atenção de pesquisadores somente nos últimos 20 anos. Em geral, os modelos de confiabilidade podem ser classificados em dois tipos, (1) os modelos que focam na probabilidade que um ou mais nós de demanda numa rede estão fisicamente conectados a um nó de origem através de um caminho operacional de tubulações (confiabilidade mecânica) e (2) modelos que tentam considerar a conectividade física juntamente com o desempenho hidráulico do sistema de distribuição.

A confiabilidade da rede de distribuição de água é medida em relação à falha. A falha pode ser do tipo física (por exemplo, quebra ou vazamento). A confiabilidade da rede então seria interpretada como a probabilidade que todos os pontos de demanda estão conectados à origem. Isso algumas vezes é chamado de "definição de conectividade" (WAGNER, SHAMIR E MARKS, 1988a). A confiabilidade de conectividade resulta num único valor de confiabilidade para toda rede e seria usada durante o projeto de novos sistemas (QUIMPO, 1996). A confiabilidade também seria definida como a probabilidade que um dado ponto de demanda está conectado à origem. Entretanto um caminho totalmente operacional deve existir entre uma fonte de água e um dado ponto de demanda, o nó de demanda não deve receber nenhuma água se há pressão insuficiente na rede. Essa definição é algumas vezes chamada de definição de alcançabilidade. De acordo com Quimpo (1996) a definição de alcançabilidade é aceitável como uma medida de confiabilidade na otimização da manutenção. Tanto a conectividade quanto a alcançabilidade necessitam ser consideradas em qualquer análise de confiabilidade de redes de distribuição de água.

Muitas pesquisas publicadas têm se concentrado no processo de análise e decisão para melhoria da confiabilidade mecânica de um sistema de distribuição de água. A necessidade de pesquisa de inclusão da capacidade hidráulica na análise de confiabilidade tem sido relatada por Wagner, Shamir e Marks (1988a, b), Wu, Yoon e Quimpo (1993), Schneider et al. (1996) e Hansen e Vatn (2000), entre outros.

Os métodos usados para a análise da confiabilidade de redes de distribuição podem ser divididos em dois grupos: simulações (Monte Carlo, por exemplo) ou métodos

analíticos (conjunto de cortes). O princípio básico dos métodos analíticos é transformar a topologia dos sistemas dentro de um modelo que consiste somente de estruturas em série e paralelas.

Wagner, Shamir e Marks (1988a, b) propuseram um modelo de simulação de confiabilidade de sistema de redes de abastecimento de água com foco nas falhas em tubulações e bombas. O programa de simulação é dividido em duas partes: uma seção de simulação, que gera eventos de falhas e reparos de acordo com as distribuições de probabilidades especificadas (simulação de Monte Carlo) e um solucionador de redes hidráulicas, que calcula as vazões através das tubulações e as pressões em cada nó para uma demanda específica no sistema completamente ou parcialmente com falha. O dado de falha da tubulação é gerado a partir de uma distribuição exponencial. Os autores definem três estados operacionais para cada nó: "normal", no qual a demanda é totalmente suprida, "serviço reduzido", no qual a pressão fica abaixo de um valor limite mas ainda acima de um valor mínimo e um "modo de falha", no qual a pressão fica abaixo de um mínimo especificado e o abastecimento é interrompido. Similarmente, três estados operacionais são definidos para todo o sistema. O sistema é definido como "normal" quando todos os nós estão funcionando normalmente. Um estado de "falha" existe quando um ou mais nós estão no modo de falha. O sistema é considerado a estar no "modo reduzido" quando um ou mais nós estão num estado de serviço reduzido, mas nenhum nó está no modo de falha. Durante uma seção de simulação, várias saídas são continuamente registradas. Os eventos, tanto os tempos de duração no qual cada nó está em algum modo operacional como a demanda total não alcançada, são calculados e estatísticas relevantes são computadas.

Quimpo e Shamsi (1991) usaram a distribuição exponencial na descrição da taxa de quebra para cada tubulação, para estimar a confiabilidade da rede de abastecimento de água. Esse modelo de confiabilidade usa a aproximação do conjunto de corte mínimo ou o conjunto de caminho mínimo para calcular a confiabilidade do sistema. Sua aproximação inclui uma simulação hidráulica para a determinação da vazão através de todas as tubulações. Gráficos de superfície de confiabilidade (isto é, linhas de contorno com iguais confiabilidades) são usados para a visualização de resultados.

O modelo de confiabilidade é então usado como uma ferramenta para a indicação prioritária para atividades de manutenção baseada num nível predefinido de confiabilidade aceitável. Poucos pontos na superfície devem definir áreas iluminadas de confiabilidade inaceitável. As tubulações localizadas nessas áreas são identificadas como candidatas prioritárias para manutenção preventiva ou substituição. Uma deficiência do método de Quimpo e Shamsi é que a superfície de confiabilidade desenvolvida na análise é baseada exclusivamente na conectividade entre um ponto de demanda e uma fonte de água. A capacidade hidráulica (alcançabilidade) não é considerada.

Wu, Yoon e Quimpo (1993) dirigem o problema de quantificação da confiabilidade de redes de distribuição baseados na conectividade do ponto de demanda à origem da água somente. Os autores introduzem um índice de capacidade que leva em consideração a satisfação parcial de demanda em adição ao método de conjunto de caminho mínimo para calcular a conectividade de origem a um ponto na rede. A capacidade para cada caminho é calculada e, desse modo, a habilidade de cada caminho para transportar a vazão requerida pelo nó de demanda. A confiabilidade de cada tubulação é assumida a ser conhecida e constante. Wu, Yoon e Quimpo (1993) concluem que a adição de um modelo de capacidade hidráulica faria a medição da confiabilidade ser mais realista.

Walski (1993) apontou a importância de localização de válvula quando da avaliação da confiabilidade de redes de distribuição de água. Ele apresentou uma descrição do sistema de válvula que fornece uma melhor representação de confiabilidade que o enfoque nó-ligação normalmente utilizado. Walski introduziu o conceito de segmento (isto é, coleção de tubulações) para descrever a porção de uma rede de distribuição de água que poderia ser isolada pelo fechamento de válvulas.

Hansen e Vatn (2000) combinam um modelo hidrostático com um modelo de confiabilidade da rede para calcular uma habilidade da rede de abastecer o ponto de demanda com a quantidade suficiente de água. O simulador EPANET da US EPA Drinking Water Research Division é usado como modelo hidrostático. Uma ferramenta de software, chamada AQUAREL foi desenvolvida para a execução dos cálculos. Seus métodos usam a modularização para reduzir os tempos de cálculo.

Isso envolve a modelagem da rede de distribuição de água em dois estágios. No primeiro estágio um modelo global é definido onde os nós na rede são áreas grandes tal como as zonas de perdas. No segundo estágio cada zona é modelada em detalhe. Como em outras análises de confiabilidade de redes, o modelo requer disponibilidade de dados para cada elemento tal como tubos, bombas e válvulas.

3.4. MODELOS DE OTIMIZAÇÃO PARA A REABILITAÇÃO DAS REDES DE DISTRIBUIÇÃO

A primeira tentativa para determinação do tempo ótimo para substituição de tubulação foi apresentada por Shamir e Howard (1979). Esse modelo inclui a taxa de quebra para cada tubulação e os custos de valor presente para substituição e manutenção (Figura 23). Essa é uma aproximação altamente simplificada que omite elementos muito importantes no planejamento da reabilitação.

Figura 23 - Curvas conceituais para determinação do tempo ótimo para substituição
(Shamir e Howard, 1979)

Uma tentativa mais abrangente para otimizar a reabilitação/substituição de tubulações na rede de distribuição de água foi elaborada por Woodburn, Lancey e Mays (1987). A função objetivo desse modelo é a minimização de custo, onde a função custo inclui os custos da reabilitação, substituição, reparo e bombeamento. O modelo usa um processo de programação não-linear em combinação com um

programa de simulação hidráulica (KYPipe) para determinar se uma tubulação deveria ser reabilitada, substituída ou mantida (ou seja, nenhuma ação tomada). Somente problemas hidráulicos são incluídos no modelo, assim a substituição só é recomendada quando uma mudança do diâmetro do trecho traz benefícios hidráulicos para o sistema. O modelo proposto não é projetado para otimizar esquemas futuros de reabilitação/substituição, mas indica se uma tubulação deve ser reabilitada ou substituída no tempo atual. O modelo leva em conta a reabilitação/substituição de uma porção da rede.

Kleiner, Adams e Rogers (1998a, b) propõem um método de otimização que inclui a deterioração da integridade estrutural e a capacidade hidráulica para várias tubulações da rede ao longo do tempo. O custo de investimento de capital e de manutenção associado a cada tubulação é calculado como o valor presente de um fluxo de custos infinito. A programação dinâmica é usada para definir o tempo ótimo de substituição para cada tubulação de forma a minimizar o custo (energia, reabilitação, substituição e reparo), permitindo o uso do tempo como uma variável explícita. Esse enfoque difere de métodos anteriores para otimização de reabilitação de tubulações de distribuição de água, que não incluem o tempo como uma variável. Os autores afirmam que o modelo proposto (chamado de "Processo de Múltiplos Estágios para Análise de Reabilitação de Redes de Distribuição de Água" - "multistage - procedure for rehabilitation analysis of water distribution systems" – M-PRAWDS) promete fornecer um valioso sistema de apoio à decisão para o planejamento de longo prazo de reabilitação de redes de distribuição de água.

O M-PRAWDS assume que a condição da tubulação está diretamente associada à idade da tubulação, considerando a deterioração sob o tempo tanto da integridade estrutural como da capacidade hidráulica de todas as tubulações do sistema. O modelo de previsão de quebra desenvolvido por Shamir e Howard (1979) é usado no processo, mas os parâmetros para predição de quebra são indicados numa base individual sem qualquer agrupamento das tubulações. De acordo com os autores, o processo de análise consumiria muito tempo de execução para uma rede de abastecimento de água completa. O número máximo de tubulações analisadas com o modelo foi 12.

O modelo foi validado de duas maneiras:

- Para uma rede pequena (3 tubulações) todas as combinações de reabilitações possíveis foram comparadas aos resultados recebidos pelo M-PRAWDS. Boas conformidades foram encontradas entre os métodos.
- Um estudo foi conduzido no qual uma amostra de rede de distribuição de água (12 tubulações) foi apresentada a seis especialistas de companhias de água. Os participantes foram requisitados para usar seu melhor julgamento de engenharia e ferramentas de análise na determinação de uma estratégia de reabilitação ótima. O M-PRAWDS deu os melhores resultados comparado às práticas de análise existentes para os dados de teste.

Halhal et al. (1997), dirigem a questão para a escolha do melhor conjunto de ações na rede de distribuição dentro de um orçamento limitado. Para maximizar benefícios e minimizar custos sujeitos ao orçamento limitado foi desenvolvido um algoritmo genético com otimização multi-objetiva, usando o conceito de otimização de Pareto. Quatro tipos de benefícios foram considerados na análise: um benefício relativo à pressão, derivado da melhor hidráulica da rede, um benefício de manutenção, derivado da melhor condição física das tubulações, um benefício operacional, derivado de maior flexibilidade da rede e um benefício de qualidade da água derivado da substituição da tubulação. Um sistema de pesos foi introduzido para quantificar a importância relativa dos benefícios diferentes. O teste efetuado numa rede de distribuição real, com 115 nós e 167 tubos, mostrou que o método produz um melhor resultado que a aplicação de um algoritmo genético simples. Os autores assumem uma taxa de quebra constante nas suas análises.

Davis (2000) apontou quatro grupos (Figura 24) para identificar os fatores relevantes numa ferramenta completa de apoio a tomada de decisão para a reabilitação de redes de água, a saber: fatores de engenharia (resultados), técnicos (viabilidade da reabilitação), políticas organizacionais (gerenciamento de riscos e de patrimônio) e externos (agências reguladoras e consumidores).

Figura 24 – Fatores a serem considerados numa ferramenta de apoio a decisão
Davis (2000)

Luong e Nagarur (2005) apresentam um modelo matemático para encontrar a melhor política de manutenção e alocação de recursos para um sistema de distribuição como um todo. Um novo conceito de avaliação da disponibilidade do sistema é proposto, no qual a confiabilidade hidráulica da rede de distribuição em várias estruturas deficientes é usada como pesos no cálculo de disponibilidade do sistema. O modelo não leva em consideração os diferentes padrões de falha existentes em vários grupos de tubulação.

O CARE-W (Computer-Aided REhabilitation of Water networks) é um sistema computacional com o objetivo de desenvolver métodos que auxiliem os engenheiros a definir e implementar medidas de manutenção de sistemas de abastecimento de água. Envolveu um conjunto de 10 instituições de investigação europeias e 13 usuários finais no âmbito de um projeto do 5º Programa de Estrutura para Pesquisa e Desenvolvimento da União Europeia (SÆGROV, 2005).

O CARE-W consiste de software com instrumentos para estimativa da condição atual e futura das redes de água, incluindo ferramentas para avaliar indicadores de desempenho (Performance Indicators - PI), para prever falhas das tubulações (FAIL)

e para calcular a confiabilidade do abastecimento de água (REL). Baseado nos resultados dessas ferramentas, as necessidades de investimento de longo prazo são estimadas (LPT tool) bem como selecionados e classificados os projetos de reabilitação anuais (ARP tool). As ferramentas são operadas de forma integrada, através do Gerenciador do CARE-W ("CARE-W Manager"), o qual também contém facilidades para o uso de banco de dados da rede de distribuição, sistemas de informações geográficas (SIG) e rotinas de entrada/saída. Os resultados do uso dos procedimentos são apresentados na forma de relatórios, tabelas e graficamente.

O "PI-Tool" é um módulo de apoio ao diagnóstico através da avaliação de indicadores de desempenho relevantes para a reabilitação de tubulações. Baseia-se no sistema de indicadores de desempenho da International Water Association - IWA. A aplicação da informática permite selecionar os indicadores e variáveis de interesse para o caso em análise, introduzir dados correspondentes, calcular os indicadores e variáveis, produzir tabelas e gráficos diversos com os resultados.

O módulo de previsão de falhas é constituído por duas aplicações alternativas (Poisson e PHM), ambas destinadas a prever a probabilidade de ocorrência de falhas nas tubulações com base nos dados históricos disponíveis. As tubulações devem ser agregadas em conjuntos de comportamento razoavelmente homogêneo, atendendo aos diferentes comportamentos verificados para os diversos materiais, períodos de fabricação, revestimento interno, etc. De forma geral, e apenas como ordem de grandeza, pode-se dizer que com séries históricas de 5 ou mais anos é possível usar esses modelos.

O módulo de análise de confiabilidade é constituído por três aplicações alternativas (RelNet, FalNet-Reliab e Aquarel). Permite avaliar a importância relativa de cada tubulação do sistema em termos de confiabilidade, ou seja, permite avaliar o coeficiente de confiabilidade de cada tubulação, que é uma medida das conseqüências da eventual falha dessa tubulação. Esse módulo requer a disponibilidade de um modelo de simulação hidráulica da área em análise.

O módulo de planejamento de curto prazo é constituído por um programa de otimização multi-critério (Annual Rehabilitation Planning - ARP) que permite

identificar individualmente as tubulações as quais deve ser dada maior prioridade de reabilitação. O usuário escolhe os critérios que pretende usar dentre um conjunto que é posto ao seu dispor, define a sua importância relativa e indica para cada tubulação os dados necessários correspondentes. Os resultados dependem naturalmente dos critérios escolhidos, da sua parametrização e do seu peso relativo. O programa permite fazer comparações entre cenários decorrentes de diferentes hipóteses de cálculo.

O módulo de apoio ao planejamento de longo prazo (Rehabilitation Strategy Manager – RSM, baseado no software KANEW e Rehabilitation Startegy Evaluator - WARP) parte de uma análise do histórico de quebras de tubulações, agrupadas por características de comportamento (por exemplo, material, grupo de diâmetro, revestimento interno) e permite prever e comparar o comportamento a longo prazo da rede face a cenários futuros de funcionamento, levando em consideração a vida útil residual das tubulações e a frequência média previsível de quebras.

Todos esses módulos são operados de forma integrada através do “Gerenciador do CARE-W” (CARE-W Manager), o qual contém também facilidades para o uso de banco de dados de redes de água, sistemas de informações geográficas (SIG) e rotinas de entrada/saída. A Figura 25 apresenta um diagrama simplificado do gerenciador do CARE-W.

Figura 25 - Estrutura do Gerenciador de Reabilitação do CARE-W (ZHANG, 2006)

3.5. FERRAMENTAS AUXILIARES NOS DIAGNÓSTICOS E ANÁLISES

3.5.1. Sistema de informação geográfica

Um sistema de informação geográfica (SIG) pode ser definido como um sistema para captura, armazenamento, extração, análise e visualização de informações geográficas. Isso mostra a origem do SIG como a integração de software de desenho (*Computer-Aided Design* - CAD) com ferramentas de gerenciamento de cartografia digital e ligados a software gerenciador de banco de dados.

O SIG pode ser usado para investigações científicas, organização de recursos e planejamento de evoluções. No presente há uma necessidade de se conectar informações espaciais, econômicas e físicas. Isso pode ser realizado através da implementação do SIG.

Há dois tipos de modelos usados pelo SIG: modelos raster e modelos vetorizados. Os modelos raster emulam a realidade através da criação de uma grade regular na qual toda célula geralmente tem a mesma forma e tamanho. Mais freqüentemente os dados raster são imagens. Os tipos de dados vetorizados usam geometrias tal como pontos, linhas e polígonos, também chamados de áreas, para representar objetos. Cada coleção de dados de um certo tipo de geometria é considerada uma camada ou um tema. A Figura 26 mostra como essas camadas representam um espaço físico. O usuário pode extrair diversas informações com o cruzamento dessas camadas, tanto em formato vetorial como raster, pelo uso de várias ferramentas de análise espacial existentes num sistema SIG. O eficiente gerenciamento de camadas pode acelerar os processos de análises e fazer um mapa mais organizado.

Figura 26 – Utilização de camadas no SIG
(ZHANG, 2006)

O SIG pode ser útil para o gerenciamento global de um sistema de abastecimento de água. A parte essencial do sistema é um gerenciador de banco de dados geográfico, que lida com dados alfanuméricos (informações sobre o consumidor) e dados georreferenciados (localização espacial do consumidor). Dependendo dos objetivos de uma companhia em particular, os SIGs são geralmente estruturados por serviços ou departamentos. Assim podem ser distinguidos:

- Sistema de informação de consumidores - todas as informações relativas aos consumidores são armazenadas nesse sistema;
- Gerenciamento técnico - serviço que lida com a informação da rede;
- Gerenciamento administrativo - dados econômicos e financeiros, que são importantes para o gerenciamento; em adição ao acesso ao banco de dados de consumidores e de infra-estrutura.

Algumas funções do gerenciamento técnico são:

- Atualização da informação existente no banco de dados gerenciado pelo SIG, especialmente a informação da rede;
- Planos e projetos de novos elementos da rede;
- Controle da operação da rede através da criação, calibração e atualização contínua do modelo da rede;
- Manutenção da infra-estrutura existente que representa um inventário bem atualizado e bem definido dos elementos da rede. Isso será utilizado para criar um programa de manutenção e reabilitação apropriado.

Um conjunto de ferramentas úteis pode ser incluído num pacote de SIG comercial. O SIG deve prover os dados das ferramentas e ser capaz de dar resultados dentro do banco de dados. O SIG também deve incluir alguma interface para apresentação de resultados e introdução dos dados. Também deve conter um conjunto de ferramentas de apresentação, tais como um gerador de relatório, geradores gráficos e sistemas de comunicação (MAYS, 2002).

Segundo Christodoulou, Aslani e Deliyanni (2006), numa avaliação de riscos, o SIG objetiva a representação gráfica do risco numa interface gráfica que capacita os

usuários a rapidamente avaliar a probabilidade de falha. Graus de riscos de falha são codificados por cor e continuamente atualizados conforme os dados relacionados ao tempo são processados pelo sistema (Figura 27). O dado é processado através da combinação com ferramentas de apoio à decisão, tal como análises de sobrevivência, análises estatísticas, redes neurais artificiais e lógica “fuzzy”. Uma saída significativa do sistema de gerenciamento descrito é um ranking dos componentes do sistema (tubulações) em termos de risco de falha, assim os usuários podem avaliar a probabilidade de falha e, em conjunto com custos associados, decidir qual deve ser a estratégia de gerenciamento apropriada (substituir ou reparar e o horizonte de tempo correspondente).

Figura 27 – Gerenciamento do sistema baseado em SIG para redes de distribuição de água (Christodoulou, Aslani e Deliyanni, 2006)

Zhang (2006) relata que o Sistema de Informações Geográficas é capaz o suficiente para construir um razoável planejamento de manutenção e reabilitação de redes de distribuição de água. Embora, segundo ele, muitos pesquisadores têm observado que a maioria das companhias prestadoras de serviços de água ainda não está aberta a aceitar novas melhorias, ferramentas de análises e softwares, pois a maioria dos engenheiros se sente satisfeita com o software atual que foi estabelecido para o gerenciamento dos seus processos de manutenção, sendo refratária a novas ferramentas.

3.5.2. Modelos Hidráulicos

Os modelos de computador para sistemas de distribuição de água têm sido notavelmente desenvolvidos nos últimos 30 anos. Esses modelos podem ser usados para resolver a maioria dos problemas das redes hidráulicas. A modelagem da distribuição de água tem alcançado um nível de confiabilidade que faz dela uma valiosa ferramenta para qualquer empresa prestadora de serviços de água.

O conhecimento da modelagem de sistemas de distribuição de água por computador foi desenvolvido a partir do método numérico desenvolvido por Hardy Cross nos anos 30 para análises de redes de água em anéis. O primeiro programa de computador para análise de sistema de distribuição de água apareceu na década de 60 e foi baseado nesse método. Entretanto, brevemente eles foram substituídos por software que utilizava o método de Newton-Raphson para solução de equações não-lineares de vazões na tubulação. Nos anos 70, algoritmos de solução mais poderosos foram descobertos e foram desenvolvidas técnicas para modelar bombas e válvulas, além de ser feita a extensão de análise de período estático para período estendido. Na década de 80 os modelos hidráulicos começaram a ser usados em computadores pessoais. Também a análise da qualidade da água na rede foi acrescentada. Nos anos 90 foi dada ênfase à interface gráfica e à integração com programas de SIG e CAD e bancos de dados dos componentes das redes de água. (MAYS, 2000).

Recentemente, vários programas de computador rodam em computadores pessoais, tais como EPANET, KYPIPE, Cybernet e WaterCad.

3.5.2.1. Aplicações de modelos de distribuição de água

A maioria dos modelos de distribuição de água pode ser utilizada para analisar uma variedade de sistemas pressurizados, cujo fluido é incompressível. Entretanto os modelos são especialmente importantes para os sistemas de distribuição de água devido à sua topologia complexa e alterações freqüentes. O abastecimento de centenas de milhares de pessoas não é incomum para um sistema; então, o impacto potencial de uma decisão pela prestadora de serviço pode ser extraordinário.

A simulação de rede de distribuição de água é usada para uma variedade de propostas, tais como (HAESTAD METHODS et al., 2003):

- Planejamento geral de longo prazo, incluindo novos desenvolvimentos e reabilitação;
- Estudos de proteção em casos de incêndio;
- Investigações de qualidade de água;
- Gerenciamento de energia;
- Uso de operação diária, incluindo treinamento de operadores, análises de contingências e verificação de problemas no abastecimento.

3.5.2.2. Características do programa EPANET

A primeira versão do EPANET apareceu em 1993 e uma segunda versão foi disponibilizada em 1999. Esse software foi desenvolvido pela “Environmental Protection Agency's Water Supply and Water Resources Division, USA” e é o mais citado e usado em trabalhos acadêmicos, pois tem a vantagem de ser obtido de forma gratuita através da internet.

O EPANET consiste de dois módulos:

- Solucionador da rede que desenvolve a análise hidráulica.
- Interface de uso gráfico.

O módulo solucionador faz 4 passos no processo de análise de dados. Cada passo nos cálculos é desenvolvido por um submódulo:

- Módulo de entrada.
- Módulo de análise hidráulica.
- Análise de qualidade de água.
- Módulo de elaboração de relatório.

Como a maioria dos modelos hidráulicos modernos, o EPANET representa o sistema de distribuição de água usando os seguintes objetos:

- Junções (onde as tubulações se conectam e os consumos de água ocorrem);
- Reservatórios (que representam limites de carga fixos ou fonte de água ilimitada);
- Tanques (que são componentes de armazenagem com volume variável);
- Tubulações (que podem conter válvula de retenção);
- Bombas (que podem incluir bombas de velocidade fixa, velocidade variável e de potência constante);
- Válvulas de controle (que podem incluir válvulas redutoras de pressão, válvulas sustentadoras de pressão, válvulas de controle de vazão e válvulas de controle regulável).

Em adição aos objetos físicos, os seguintes objetos de informação também podem ser usados para representar um sistema de distribuição (MAYS, 2000):

- Padrões de tempo (conjuntos de multiplicadores usados para modelar as variações diárias de demanda);
- Curvas (dados usados para representar curvas de bombas e curvas de nível/volumes para tanques);
- Controles operacionais (regras que mudam o estado de um componente em uma dada condição, tal como níveis de tanques, pressão de nós e tempo);
- Opções de análise hidráulica (escolha da fórmula de perda de carga, unidades de vazão, viscosidade e gravidade específica);
- Opções de qualidade da água (escolha do tipo de análise de qualidade da água, tipo de mecanismo de reação e coeficientes de taxas de reações globais);
- Parâmetros de tempo (duração da simulação, espaços de tempo e intervalos de tempo no qual o resultado de saída deverá ser relatado).

3.5.2.3. Calibração do modelo

A calibração é o processo de desenvolvimento de um modelo que representa as condições de campo para a faixa de condições desejadas. O tempo, esforço e

dinheiro gastos para a coleção de dados e calibração do modelo depende da proposta do modelo. Por exemplo, um modelo para planejamento preliminar pode não ser extremamente preciso por que as decisões estão no nível de planejamento e somente é necessário um entendimento dos componentes principais. No outro extremo, um modelo usado para decisões de engenharia considerando um sistema que envolve qualidade de água e pressão deve requerer significativos esforços de calibração para prover previsões precisas. Todos os modelos devem ser calibrados antes de serem usados em processos de tomada de decisão.

O processo de calibração consiste na coleção de dados, utilização do modelo visando à calibração e, finalmente, avaliação do modelo, podendo ser necessários vários ciclos desse processo até que o modelo possa ser considerado calibrado. A coleção de dados vincula a reunião de dados de campo, tais como níveis de reservatórios, pressões nodais, cotas nos nós, dados de carga e descarga de bombas, status e vazão de bombas, vazões nas tubulações e, quando possível, demandas localizadas. Esses dados são colecionados durante uma ou mais condições de carregamento ao longo do tempo através de carregadores de dados automatizados (*dataloggers*).

Rossman (1994) discute o uso de dados de qualidade da água para calibração. Para assegurar que uma calibração será bem sucedida, o número de medições deve exceder o número de parâmetros a serem estimados no modelo. Se essa condição não é satisfeita, conjuntos múltiplos de parâmetros que se assemelham às observações de campo podem ser encontrados: ou seja, uma única solução pode não ser determinada. Cada conjunto deve dar diferentes resultados quando previsto sob outras condições.

Durante a calibração do modelo, os dados de campo são comparados com os estimados pelo modelo e parâmetros do modelo são ajustados até que as previsões do modelo se assemelhem com as observações de campo. Dois estágios de calibração do modelo são desejáveis. O primeiro estágio é um estudo grosseiro dos dados e previsões do modelo. O objetivo é assegurar que os dados são razoáveis e que as principais suposições da modelagem são válidas. Por exemplo, esse nível determinaria se válvulas consideradas abertas estariam fechadas ou se uma retirada

elevada de água não esperada, possivelmente causada por vazamento, está ocorrendo (WALSKI, 1990).

Depois que a representação do modelo é considerada razoável, o segundo estágio de modelo de calibração inicia com o ajuste de parâmetros individuais do modelo. Nesse nível, as duas maiores origens de erro num modelo são as demandas e os coeficientes de rugosidade das tubulações. As demandas são incertas pelo motivo do consumo de água não ser monitorado em tempo real e ser altamente variável e por que a água é consumida ao longo da tubulação, embora no modelo seja escolhido um ponto de retirada. As rugosidades da tubulação variam com o tempo e não são medidas diretamente, elas devem ser inferidas por medições de campo.

O ajuste desses e de outros termos, assim como ajustes de válvulas e características de bombas, podem ser feitas por tentativa e erro ou através de melhorias sistemáticas. Vários métodos de modelagem matemática têm sido sugeridos para a solução de problemas de calibração (LANSEY; BRASNET, 1991).

4. ESTUDO DE CASO

Foi elaborado um estudo de caso para o sistema de distribuição de água da Região Metropolitana de São Paulo - RMSP, operado pela Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo - Sabesp. A rede de distribuição de água tem quase 30.000 quilômetros de tubulações (veja a Figura 28), servindo a uma população de cerca de 18 milhões de habitantes. As tubulações do sistema são predominantemente de ferro fundido e PVC, embora haja uma pequena quantidade de outros materiais como polietileno de alta densidade – PEAD, cimento amianto e aço, entre outros (Figura 29).

Até 2008 não havia um programa voltado para a substituição de redes na Sabesp. Portanto, foram feitas apenas algumas ações pontuais ao longo do tempo. O programa de perdas de água vem registrando a realização mensal de ações de tubulação a partir de 2005, conforme pode ser visto na Tabela 4.1. Durante o período a taxa anual variou de 0,1 a 0,3%, valores bem abaixo do necessário, que deve oscilar entre 1 e 2%, considerando a vida média da tubulação oscilando entre 50 e 100 anos, conforme estabelecido pela IWA (SÆGROV, 2005).

Tabela 4.1 – Taxa de Substituição de Redes de Distribuição de Água

Ano	Extensão Substituída (m)	Extensão Total (m)	Taxa de Substituição (%)
2005	74.129	29.414.340	0,3
2006	51.007	29.679.650	0,2
2007	37.042	29.766.681	0,1

4.1. CADASTRO DA REDE DE DISTRIBUIÇÃO

Os dados de cadastro foram extraídos, em fevereiro de 2008, do sistema de informações geográficas existente, denominado Sistema de Informações Geográficas no Saneamento (Signos), implantado pela Sabesp, em agosto de 2004, com o objetivo de melhorar a qualidade nas ações de gerenciamento e operação das redes de abastecimento de água e coleta de esgoto. O serviço utiliza modernas tecnologias de informação que demonstram, graficamente, a localização das redes

comerciais e operacionais da empresa. Convém salientar que há um número significativo de segmentos de rede sem a data de instalação ou com data de instalação incoerente com o material da tubulação, compreendendo cerca de 20% da extensão total.

Na Figura 28 é mostrada a extensão de tubulação assentada por ano e a correspondente extensão de rede acumulada. Um acentuado crescimento é observado entre os anos de 1975 a 1983. A Figura 29 mostra a distribuição das tubulações de acordo com o material da rede de distribuição da RMSP. Geograficamente, o ferro fundido é o material preponderante no Município de São Paulo e o PVC nos demais municípios da RMSP, conforme mostra a Figura 30. O cadastro não faz distinção entre o ferro fundido cinzento e o ferro dúctil.

Figura 28 – Dados da rede de distribuição de água da RMSP Sabesp (fev./2008)

Figura 29 – Distribuição por material da rede de distribuição de água da RMSP Sabesp (fev./2008)

Figura 30 – Material da rede de distribuição de água da RMSP Sabesp (fev./2008)

4.2. ANÁLISE DA CONFIABILIDADE HIDRÁULICA

A confiabilidade de um sistema de distribuição de água pode ser analisada baseada em diferentes critérios. Por exemplo, ela pode ser correlacionada à incapacidade do sistema para abastecer de forma adequada em termos de quantidade e qualidade, à manutenção de cargas razoáveis na rede de distribuição, ou à falha de bombas. Nesse estudo, o foco é principalmente voltado para a falha hidráulica do sistema de distribuição de água, que considera a falha do sistema devido a demandas e incapacidade das cargas de pressão necessárias para o pleno abastecimento.

Pela indisponibilidade de um modelo de confiabilidade, foi realizada uma análise qualitativa da influência de falhas na continuidade do abastecimento. Para tanto foi escolhida como área de análise o setor de abastecimento Jardim América que

possui uma área de 1232 ha, tendo atualmente 7 áreas com a pressão controlada por válvulas redutoras de pressão – VRP. A Figura 31 apresenta a localização dessas áreas no setor de abastecimento.

Figura 31 – Setor de Abastecimento Jardim América
Áreas controladas por VRP e Rede de Distribuição Principal

A simulação hidráulica foi feita para a área diretamente abastecida pelo reservatório Jardim América, através do modelo EPANET. Os dados das tubulações foram importados do sistema Signos para o aplicativo ArcView e deste para o EPANET, com a ajuda do módulo GisRed elaborado pela Universidade de Valência, que faz a interface entre o ArcView e o EPANET. A rede contém um reservatório, 2.889 trechos e 2.642 nós.

Foi feita uma primeira rodada no modelo para análise das velocidades máximas em cada trecho da tubulação, ou seja, às 12h00, no pico de demanda. A Tabela 4.2 apresenta a quantidade de trechos por faixas de diâmetro. Entre parêntesis é apresentado o percentual da faixa de velocidade em relação a sua respectiva faixa de diâmetro. Apenas 3% dos trechos de tubulação com diâmetro de até 100 mm apresentaram velocidades acima de 2 m/s.

Tabela 4.2 – Quantidade de trechos segundo a velocidade na hora de pico de demanda

Faixa de diâmetro (mm)	Velocidade (m/s)								Total
	até 1		de 1 a 2		de 2 a 3		acima de 3		
até 100	1.794	(78%)	429	(19%)	72	(3%)	3	(0%)	2.298
de 100 a 400	344	(67%)	131	(25%)	26	(5%)	13	(3%)	514
acima de 400	39	(51%)	14	(18%)	20	(26%)	4	(5%)	77
Total	2.177	(75%)	574	(20%)	118	(4%)	20	(1%)	2.889

Para análise do efeito das falhas em cada trecho da rede de distribuição, o modelo foi rodado em regime estendido de 24 horas, considerando fechado um trecho de cada vez. Assim, foi verificado em que situações o modelo apresentava mensagens de pressões negativas na simulação. Três possibilidades foram encontradas: (1) o modelo rodava as 24 horas com sucesso, (2) o modelo rodava apresentando problemas de pressão negativa em nós apenas nos períodos de demandas mais elevadas e (3) o modelo rodava apresentando problemas de pressão negativa em todo o período. Dessa forma foram admitidos, para cada uma dessas possibilidades, os graus de importância crítico, de pico e local, respectivamente. A Tabela 4.3 apresenta uma síntese dos resultados das simulações, apontando o número de trechos em cada grau de importância, por faixas de diâmetros. Em parênteses é apresentado o percentual correspondente ao número de trechos em relação ao total de trechos.

Tabela 4.3 – Síntese dos resultados das simulações hidráulicas

Grau de Importância	Faixa de diâmetro (mm)			
	Até 100	De 100 a 400	Acima de 400	TOTAL
CRITICO	42 (1,5 %)	147 (5,1 %)	77 (2,7 %)	266 (9,2 %)
PICO	92 (3,2 %)	62 (2,1 %)	0 (0 %)	154 (5,3 %)
LOCAL	2164 (74,9 %)	305 (10,6 %)	0 (0 %)	2469 (85,5 %)
TOTAL	2298 (79,5 %)	514 (17,8 %)	77 (2,7 %)	2889 (100 %)

Todas as tubulações com diâmetros superiores a 400 mm apresentaram grau crítico, enquanto as tubulações de menores diâmetros (até 100 mm), na maioria dos casos, não apresentaram problemas na simulação com seus trechos fechados. A Figura 32 apresenta o resultado gráfico dessas simulações.

Figura 32 – Resultado das simulações de confiabilidade hidráulica

As redes primárias (de diâmetros maiores) geralmente não fecham anéis, impossibilitando um caminho alternativo de abastecimento, gerando a interrupção completa do fornecimento de água às tubulações de jusante. Nas redes secundárias a presença de anéis é bem representativa, acarretando, geralmente, num fornecimento por um caminho alternativo no caso de isolamento de um trecho desse anel.

Concluindo, as redes primárias devem ter um tratamento especial num programa de substituição de tubulações devido à sua importância na garantia de abastecimento de água no sistema de distribuição.

4.3. ANÁLISE DAS FALHAS NA REDE DE DISTRIBUIÇÃO

Os dados referentes às falhas estão contidos no banco de dados do Sistema de Informações de Gestão do Atendimento da Operação – Sigao. Na verdade, referem-se aos serviços de reparo das falhas e não à falha propriamente dita. Infelizmente, os dados sobre cada falha somente estão disponíveis a partir de 2002. Os dados disponíveis para um período maior foram possíveis a partir de relatórios gerenciais onde o número de reparos refere-se a todo o sistema de distribuição, englobando vazamentos em redes, ramais e cavaletes. Conforme os números atuais, onde é possível discretizar os vazamentos por essas três categorias, a quantidade de reparos na rede de distribuição representa cerca de 5% do total de vazamentos reparados. A Figura 33 mostra a taxa de quebra (vaz./100 km.ano) para o período de 1996 a 2007.

Figura 33 – Histórico de falhas na rede de distribuição de água da RMSP Sabesp (fev./2008)

Ainda, são poucas as informações contidas no banco de dados de reparos de vazamentos, onde, para esse estudo, são importantes: a data do reparo, sua localização e o diâmetro da tubulação (disponível em alguns casos, através do código de execução do serviço). Outros dados referentes à tubulação que falhou, como material, idade e profundidade, não constam do banco de dados. Para a obtenção desses dados foi necessário correlacionar os dados oriundos do banco de dados do Sigao com os dados do cadastro de rede do Signos, através de ferramentas de sistema de informações geográficas – SIG. Assim, em alguns casos

não foi possível a obtenção desse vínculo, como apresentado na Figura 34. Em alguns locais o cadastro de rede não apontou a existência de rede próxima ao reparo efetuado (caso que ocorreu nas áreas mais periféricas da RMSP). Em outros casos o vínculo não foi possível diante de inconsistência entre o diâmetro apontado no Sigao e o diâmetro da tubulação próxima ao ponto de vazamento.

Figura 34 – Exemplo do vínculo entre o registro de falhas e o cadastro de tubulações

Embora o Sigao contenha dados relativos a vários tipos de reparos, para esse estudo foram levados em consideração aqueles que fazem referência à tubulação em si ou a sua junta, ou seja, reparos em válvulas ou outros acessórios não foram computados.

A distribuição de vazamentos por mês de ocorrência do reparo (média mensal no período de 2002 a 2007) mostra que nos meses de inverno há um aumento de ocorrências para as tubulações de ferro fundido e PEAD, conforme pode ser verificado na Figura 35.

Figura 35 – Variação mensal dos vazamentos reparados – 2002 a 2007

Sabesp (fev./2008)

Quanto à influência do diâmetro da tubulação nas ocorrências de vazamentos, a Figura 36 mostra taxas bem mais elevadas para as tubulações de menores diâmetros, ou seja, até 100 mm.

Figura 36 – Vazamentos reparados por faixas de diâmetro (mm) – 2002 a 2007

Sabesp (fev./2008)

A Figura 37 apresenta a taxa média de quebras no período de 2002 a 2007, levando-se em consideração os períodos de implantação das tubulações. Embora possa ser observada uma tendência de queda da taxa de quebras conforme a idade das tubulações se mostre mais nova, chama a atenção, principalmente, a pequena taxa para as tubulações assentadas na década de 70. Esse fenômeno tem como

principal causa a mudança ocorrida na fabricação do ferro fundido, que recebeu uma proteção interna contra corrosão, sendo empregado no sistema de distribuição da RMSP a partir de 1973. Já a taxa encontrada para as redes implantadas na década de 90 apresenta um valor acima do esperado cujas causas que possam explicar o motivo desse aumento sejam mais difíceis de serem definidas, tendo influência da consolidação dos novos materiais empregados a partir da década de 70, ou seja, o cimento amianto e, especialmente, o PVC. Verifica-se que a idade é realmente um fator importante na previsão de quebras futuras das tubulações.

Figura 37 – Taxa de quebras por década de implantação – 2002 a 2007
Sabesp (fev./2008)

Quanto às taxas de quebras por material, cujos valores são apresentados na Figura 38, verifica-se que o aço apresenta uma taxa baixíssima de quebra, a explicação para isso podem ser as características de resistência do material e também pelo fato das tubulações de aço serem geralmente de diâmetros superiores a 400 mm, cujas taxas para essa faixa de diâmetro apresentam valores menores.

Figura 38 – Taxa de quebras por material da tubulação – 2002 a 2007
Sabesp (fev./2008)

As taxas relativas às tubulações de cimento amianto e de PVC mostram-se bem superiores que as encontradas para as tubulações de ferro fundido e PEAD. Essas diferenças apontam a importância do conhecimento do material da tubulação para uma previsão de falhas futuras de um sistema de distribuição de água.

Outra causa apontada na literatura como uma das principais na falha das tubulações é relativa à carga externa sobre a tubulação, que depende principalmente das condições de tráfego e da profundidade da tubulação. Os dados cadastrais disponíveis não apresentam a profundidade das tubulações de água, não permitindo, assim, que se faça uma análise sobre a influência da profundidade na taxa de quebras. Outro fator importante é a localização da tubulação na via, ou seja, se ela está na via carroçável ou se está no passeio. Embora a estrutura do banco de dados tenha essa informação, somente 8% das tubulações têm essa informação preenchida. Portanto, diante da pequena quantidade de informação disponível nenhuma análise foi efetuada com o uso desses dados.

As vias públicas do município de São Paulo são classificadas segundo a carga de tráfego, a saber: local (tráfego leve), coletora (tráfego médio a meio pesado) e arterial (tráfego pesado a muito pesado). Através de ferramentas de SIG essa classificação de vias foi correlacionada com as tubulações e a Figura 39 apresenta a

distribuição em termos de extensão de rede encontrada. Há uma pequena parcela das vias, principalmente na região central da cidade, onde as vias públicas hoje funcionam apenas para o trânsito de pessoas.

Figura 39 – Classificação das vias públicas

A Figura 40 apresenta as taxas de quebra segundo a classificação de vias para as tubulações do Município de São Paulo. Observa-se uma relação entre a taxa de quebras e a intensidade de tráfego sobre a tubulação.

Figura 40 – Taxas de quebra por tipo de via pública – Município de São Paulo

Outra causa apontada na literatura é o tipo de solo que envolve a tubulação, devido principalmente à corrosão externa de tubulações em ferro fundido em solos argilosos. Nesse estudo não foi possível verificar a relação do solo com as quebras, pois não foi possível disponibilizar um mapa de solos para a RMSP de forma a cruzar com os pontos de vazamentos cadastrados.

Quanto à questão da influência da pressão na ocorrência de quebras é preciso primeiramente salientar que com o passar dos anos a maioria dos setores de abastecimento tiveram várias mudanças nos seus limites. Portanto, a situação das pressões atuais em muitos casos é bem diferente das situações de 10, 20, 30 anos atrás. O controle de pressões no sistema de distribuição operado pela Sabesp também é relativamente recente, o processo de instalação intensiva de VRPs para o controle de pressões teve início em 1996, ou seja, a maioria das tubulações já estava operando há mais de 30 anos.

Para uma avaliação das cargas de pressão nas tubulações e a sua relação com as taxas de quebra, foi elaborado um mapa de pressões estáticas máximas admitindo apenas a diferença entre cota do nível d'água superior dos reservatórios (superficiais e elevados) e as cotas do terreno, a partir de um modelo digital de terreno. Foram criadas quatro faixas de carga de pressão para serem relacionadas aos pontos de vazamento. A Figura 41 apresenta a distribuição das faixas de pressão em relação à extensão das tubulações e a Figura 42 mostra as taxas de quebra referentes às faixas de pressão analisadas. Era esperada uma proporcionalidade direta entre o aumento das pressões e crescimento do número de quebras. Tal fato não foi observado, pelo contrário, na classe inferior a 15 mca, principalmente para as tubulações de cimento amianto e PVC, a taxa de quebras foi bem superior a das demais faixas de pressão estudadas. Uma das hipóteses que pode explicar tal fato é que nessas áreas há a atuação de boosters para garantir a regularidade do abastecimento.

Figura 41 – Distribuição das faixas de pressão

Figura 42 – Taxas de quebra segundo faixas de pressão

Para verificar a hipótese acima e também analisar o efeito da oscilação de pressão na ocorrência de quebras das tubulações foi avaliada a quantidade de ocorrências de vazamentos dentro das áreas de atuação de boosters. A Figura 43 aponta que as áreas atendidas por booster apresentam taxas de quebra superiores às taxas médias para todos os materiais, com exceção do ferro fundido.

Figura 43 – Taxas de quebra em áreas de booster

Para dar continuidade ao estudo visando propor uma metodologia para criação de um plano de substituição de redes, a partir de uma projeção de futuros vazamentos nas tubulações, foi importante analisar a taxa de vazamentos considerando o binômio material-idade das tubulações. Assim, são apresentadas as figuras 44 a 47 relativas aos 4 principais materiais com as suas respectivas idades de assentamento, de forma a buscar um melhor entendimento do processo de quebras das tubulações.

As taxas de quebra para as tubulações de ferro fundido são mais elevadas para as tubulações mais antigas. A partir de 1973 foram implantadas tubulações com revestimento de cimento e areia, dando proteção contra a corrosão interna. Há cerca de 5.000 km de rede de ferro fundido sem revestimento e 10.000 km com revestimento.

Figura 44 - Taxas de quebra de tubulações de ferro fundido

O PEAD é um material ainda pouco utilizado na rede de distribuição, representando apenas 1,4 % da extensão total assentada. Os primeiros anos de utilização apresentaram vários problemas diagnosticados pela falta de normatização na fabricação dos tubos e também pela mão-de-obra sem qualificação para trabalhar com o material. Vale a pena verificar que as tubulações implantadas em 1991 sofreram uma média de apenas 6 vazamentos por ano e devido à pouca extensão de rede a taxa de quebras chegou a mais de 300 vaz./ 100 km.ano.

Figura 45 - Taxas de quebra de tubulações de PEAD

O PVC é o segundo material mais utilizado na rede de distribuição da RMSP com cerca de 9.000 km. De 1973 a 1976 a extensão assentada anualmente foi baixa, portanto o valor da taxa de quebra referente ao ano de 1973 tem a mesma explicação dada ao ano de 1991 para a tubulação de PEAD. Para os demais anos há uma oscilação das taxas entre 50 e 150 vaz./km.ano cuja justificativa para tal variação não é facilmente encontrada.

Figura 46 - Taxas de quebra de tubulações de PVC

As tubulações de cimento amianto representam apenas 2,7 % da extensão da rede de distribuição da RMSP. Essa pequena extensão de rede deixa muito sensível o cálculo anual das taxas de quebra, assim como no caso do PEAD. Não se pode deixar de ser observado que em praticamente todos os anos a taxa foi superior a 50

vaz. / 100 km.ano. Outro fator importante a ser levado em consideração é que está proibida a fabricação de amianto no Brasil, ocasionando problemas para os consertos onde há necessidade de troca de peças.

Figura 47 - Taxas de quebra de tubulações de cimento amianto

Durante o período de 2002 a 2007 foram relacionados reparos de quebras em 63.036 segmentos de tubulação, ou seja, 10,3% do total de segmentos de tubulações de água cadastrados no sistema Signos. Muitas das quebras ocorreram no mesmo segmento de tubulação. A Tabela 4.4 apresenta a distribuição dos segmentos conforme o número de falhas ocorridas durante o período de 2002 a 2007, em função do material da tubulação.

Tabela 4.4 – Segmentos da tubulação com falhas subseqüentes entre 2002 e 2007

Material	Número de segmentos de tubulação com X falhas									Total	Total de falhas
	0	1	2	3	4	5	6	7	> 7		
Ferro fundido	380.981	24.613	6.156	2.060	857	366	217	115	208	415.573	52.731
Cimento amianto	11.701	1.124	442	229	112	84	45	30	121	13.888	5.646
PVC	137.327	14.360	4.853	1.977	1.024	599	360	219	631	161.350	48.150
PEAD	10.763	604	113	36	21	4	9	1	13	11.564	1.301
Outros	3.302	94	17	8	5	1	2	0	3	3.432	228
Desconhecido	6.971	924	190	72	44	22	12	12	27	8.274	2.352
TOTAL	551.045	41.719	11.771	4.382	2.063	1.076	645	377	1.003	614.081	110.408

A Figura 48 apresenta a distribuição dos segmentos de tubulação por número de falhas ocorridas entre 2002 e 2007, em função do material da tubulação.

Figura 48 - Distribuição dos segmentos de tubulação por número de falhas entre 2002 e 2007

A reincidência de falhas é mais significativa nas tubulações de PVC e de cimento amianto. O PEAD e o ferro fundido foram os materiais que apresentaram maiores quedas no número de falhas subsequentes.

4.4. PREVISÃO DE FALHAS

Para uma boa previsão de falhas seria necessário um histórico de falhas com um período de registro bem mais longo que o disponível, de apenas 6 anos.

A razão para a divisão de dados de quebra da rede em grupos relativamente homogêneos de tubulações de água, estabelecendo padrões de quebra em grupos homogêneos é buscar resultados com um maior grau de confiança. O estabelecimento de grupos homogêneos de tubulações de água pode trazer dois problemas: (1) determinação de que características de tubulações de água devem ser usadas para formar esses grupos e (2) decisão de quantos grupos devem ser formados. Por causa dos grupos terem de ser mutuamente exclusivos, é importante limitar o seu número. Em geral, quanto mais grupos existirem, menos dados terá cada grupo e as análises estatísticas se tornam menos significantes. As características que são provavelmente as mais significativas para afetar os padrões de quebra das tubulações necessitam ser identificadas e usadas como critério de agrupamento das tubulações.

Nesse estudo foram definidos seis grupos, partindo inicialmente pela quebra por tipo de material da tubulação, a saber: ferro fundido, PVC, cimento amianto e PEAD. Uma segunda quebra foi feita para as tubulações de ferro fundido e PEAD, levando-se em consideração o período de instalação dessas tubulações, devido aos fatos expostos anteriormente. Assim, as tubulações de ferro fundido foram divididas em dois grupos: tubulações de ferro fundido instaladas até 1972 e tubulações de ferro fundido instaladas após 1972. Da mesma forma, as tubulações de PEAD foram separadas segundo a sua implantação, até 1992 e depois de 1992.

Outras quebras poderiam ser feitas, a partir de outros fatores que interferem na taxa de quebras da tubulação, como, por exemplo, o tipo de solo que envolve a tubulação.

A Figura 49 apresenta as taxas de quebra por grupo para o período de tempo onde havia dados disponíveis sobre o reparo de vazamentos, ou seja, de 2002 a 2007.

Figura 49 - Taxas de quebra de tubulações – 2002 a 2007

As taxas de quebras foram assumidas a um incremento exponencial ao longo do tempo. A relação exponencial pelo tempo é expressa como:

$$N(t) = N(t_0).e^{A(t-t_0)} \quad (4.1)$$

Onde: t = tempo em anos;

t_0 = ano base para a análise (o ano que a tubulação foi instalada ou o primeiro ano para o qual os dados estão disponíveis);

$N(t)$ = número de quebras por 100 km de extensão de rede no ano t ;

A = coeficiente da taxa de crescimento (dimensão é 1/ano).

O ano base escolhido foi 1973 para todos os grupos, excetuando os grupos de PEAD cujo ano base foi 1986 para o grupo das tubulações instaladas até 1992 e 1993 para o grupo das tubulações assentadas a partir de 1993.

Para cada um dos seis grupos estudados foi ajustada uma curva exponencial, levando em consideração o número de quebras dos 6 anos de dados históricos existentes para cada grupo e os dados de falhas subsequentes apresentados na Figura 48.

Os parâmetros e as curvas resultantes são apresentados, respectivamente, na Tabela 4.5 e na Figura 50.

Tabela 4.5 – Parâmetros das curvas de previsão de falhas futuras

Material	Extensão (m)	Parâmetros			Número de quebras de 2002 a 2007	
		t_0	$N(t_0)$	A	Real (un.)	Previsto (un.)
FOFO até 1972	5.071.622	1.973	7	0,0703	21.036	19.645
FOFO após 1972	10.192.682	1.973	5	0,0561	18.963	17.705
PEAD até 1992	13.637	1.986	20	0,0936	129	94
PEAD após 1992	298.009	1.993	20	0,0656	696	605
PVC	8.978.767	1.973	7	0,0790	48.164	44.211
Cimento Amianto	798.443	1.973	9	0,0786	5.650	5.171

Figura 50 – Curvas de previsão de taxas de quebra de tubulações

4.5. PREVISÃO DO TEMPO ÓTIMO DE SUBSTITUIÇÃO

O tempo ótimo de substituição de uma tubulação de água é aquele que resulta no mínimo custo do ciclo de vida, sujeito a algum critério de desempenho. O custo do ciclo de vida de uma tubulação consiste de custos de manutenção e implantação. Os custos de manutenção compreendem, principalmente, custos de reparos de quebras, no qual custos externos como perda de água, reparação de danos e custos sociais também são incorporados. A Tabela 4.6 apresenta os custos utilizados para a avaliação do tempo ótimo de substituição.

Como a substituição da rede é adiada, o custo total de manutenção aumenta com a progressão da deterioração, ao passo que o custo de substituição decai por causa da taxa de juros. O custo total forma uma curva convexa com um ponto de custo mínimo. O tempo correspondente ao ponto de custo mínimo refere-se ao tempo ótimo de substituição. Cada grupo foi inicialmente analisado como se fosse único.

Tabela 4.6 – Custos estimados para reparo de quebras e substituição de tubulações

Material	Custo do reparo (R\$/un.)	Custo da substituição (R\$/km)
FOFO até 1972	2.300	185.000
FOFO após 1972	2.300	
PEAD até 1992	2.100	
PEAD após 1992	2.100	
PVC	1.850	
Cimento Amianto	2.100	

As seguintes suposições foram feitas para calcular o tempo ótimo de substituição de cada grupo:

- Para a grande maioria das tubulações a capacidade hidráulica não é o fator preponderante para a reabilitação da tubulação. Foi assumido que a reabilitação não estrutural (limpeza e revestimento) não é provavelmente uma alternativa viável. Assim, os componentes considerados para o custo do ciclo de vida foram somente reparo de quebras e substituição do tubo.
- O custo médio de substituição empregado atualmente é de R\$ 280.000/km, incluindo a renovação de 100 % dos ramais. Como a avaliação é somente sobre a substituição das tubulações da rede de distribuição, foi considerado o valor de R\$ 185.000/km, descontando assim um valor médio estimado (R\$ 95.000,00) para a troca de 170 ramais em 1 km de rede.
- O custo de quebra de tubulações foi estimado a ser de R\$ 1.850/ocorrência a R\$ 2.300/ocorrência, incluindo custos relacionados ao reparo real e alguns custos indiretos, a variação existente entre os materiais está ligada ao custo do material e da mão-de-obra empregados para a execução do reparo.
- A taxa de juros utilizada foi de 10% ao ano.

Como o número de quebras por ano cresce, assim o custo do reparo também cresce. Se o custo de reparo de uma quebra C_q , expresso em reais, é considerado constante durante o período de tempo, então o custo de reparos das quebras em 100 km de tubulações no ano futuro t é:

$$C_m(t) = C_q N(t) = C_q N(t_0) \cdot e^{A(t-t_0)} \quad (4.2)$$

O valor presente de todo o custo de manutenção do ano presente t_p para o ano t_s para 100 km de tubulação, considerando a taxa de juros i , é:

$$P_m(t_s) = \sum_{t=t_p}^{t_s} \frac{C_m(t)}{(1+i)^{t-t_p}} = \sum_{t=t_p}^{t_s} \frac{C_b N(t_0) \cdot e^{A(t-t_0)}}{(1+i)^{t-t_p}} \quad (4.3)$$

O custo de substituição de 100 km de tubulação, expresso em reais, é C_s . O valor presente no ano t_p de substituição de 100 km de tubulação no ano t_s é:

$$P_s(t_s) = \frac{C_s}{(1+i)^{t_s-t_p}} \quad (4.4)$$

O custo total é dado por:

$$P_T(t_s) = P_m(t_s) + P_s(t_s) = \sum_{t=t_p}^{t_s} \frac{C_m(t)}{(1+i)^{t-t_p}} + \frac{C_s}{(1+i)^{t_s-t_p}} \quad (4.5)$$

O tempo ótimo para substituição é aquele no qual o custo total é mínimo. Diferenciando em relação a t_s , ajustando igual a zero e resolvendo, tem-se o valor ótimo:

$$t_s^* = t_0 + \frac{1}{A} \ln \left[\frac{\ln(1+i) \cdot C_s}{N(t_0) \cdot C_q} \right] \quad (4.6)$$

A Figura 51 mostra o resultado da aplicação dessa metodologia para o grupo de tubulações de PEAD assentadas até o ano de 1992.

Figura 51 – Exemplo de aplicação para determinação do tempo ótimo de substituição
Grupo das tubulações de PEAD assentadas até 1992

Aparte das aparentes variações nos tempos ótimos de substituição entre os grupos, também existem variações entre segmentos de tubulações dentro de um mesmo grupo. Isso é esperado em grupos com uma grande extensão de rede, como é o caso dos 6 grupos estudados, em especial os dois grupos de ferro fundido e o de cimento amianto. Essas variações internas ao grupo estão ligadas na forma de distribuições de probabilidade.

O assunto de distribuição de probabilidade de tempo de vida de tubulações de água foi abordado por Herz em 1996, segundo Deb et al. (1998). O alusivo resultado do fim da vida de uma tubulação é determinado pela experiência passada da empresa de saneamento (uma visão retrospectiva da distribuição das idades na qual as tubulações vêm sendo substituídas pela empresa) ou pela percepção de profissionais da empresa. Na análise realizada o fim da vida de uma tubulação de água é assumido ao fim de sua vida econômica. Então, o tempo ótimo de substituição de uma tubulação é o fim de sua vida.

Na ausência de dados, um procedimento heurístico foi aplicado para ajustar as distribuições de probabilidade para os dados do grupo. A distribuição de Weibull foi escolhida por ser extensivamente utilizada em estudos de confiabilidade e em modelos de tempo de vida.

O tempo de vida médio foi assumido ser igual ao respectivo tempo ótimo de substituição de cada grupo. Essa suposição significa que metade das tubulações de cada grupo é admitida como tendo sido substituída quando o tempo ótimo de substituição tenha sido alcançado.

Essa distribuição permite que outros fatores causadores de falhas que não foram utilizados para a previsão das taxas de quebras futuras, como por exemplo as oscilações de pressão, possam ser utilizados na tomada de decisão durante a elaboração do programa anual de substituição de redes.

A Figura 52 apresenta a distribuição da substituição de tubulação para o grupo de tubulações de ferro fundido assentadas até 1972. O tempo ótimo resultante foi o ano

de 2040, definindo uma idade média de 78 anos para as tubulações. A taxa anual de substituição chega a um patamar máximo de 4,5 % ao ano.

Figura 52 – Exemplo de aplicação para distribuição da substituição de tubulação
Grupo das tubulações de ferro fundido assentadas até 1972

A Figura 53 apresenta a distribuição da substituição de tubulação para o grupo de tubulações de PEAD assentadas até 1992. O tempo ótimo resultante foi o ano de 2026, definindo uma idade média de 36 anos para as tubulações. Adotando-se uma faixa de vida útil de 29 a 40 anos, a taxa anual de substituição chega a um patamar máximo de quase 13 % ao ano. Assim, é prevista a extinção desse grupo por volta do ano de 2030.

Figura 53 – Exemplo de aplicação para distribuição da substituição de tubulação
Grupo das tubulações de PEAD assentadas até 1992

Na Tabela 4.7 são apresentados os principais resultados para os 6 grupos estudados, quanto ao tempo médio de substituição e variação da vida útil média das tubulações, considerando a distribuição de Weibull, excetuando os 10% das extremidades.

Tabela 4.7 – Tempo de substituição de tubulações para os seis grupos estudados

Material	Tempo Ótimo de substituição	Vida Média (anos)	Faixa de idade considerada (excetuando extremos - 10%)
Ferro fundido até 1972	2.040	78	56 - 90
Ferro fundido após 1972	2.063	80	59 - 92
PEAD até 1992	2.026	36	29 - 40
PEAD após 1992	2.049	47	19 - 63
PVC	2.035	46	32 - 54
Cimento Amianto	2.031	43	22 - 55

4.6. PLANEJAMENTO DE LONGO PRAZO

A combinação das curvas incrementais dos 6 grupos estabelece a quantidade de tubulações a serem substituídas anualmente. Este trabalho apresenta um plano para o período de 2010 a 2050. A Figura 54 mostra a variação das taxas anuais de substituição ao longo do período do plano e a Figura 55 apresenta a quantidade de tubulações a serem substituídas segundo cada um dos 6 grupos.

Figura 54 – Taxas anuais de substituição das tubulações

Figura 55 – Extensão de tubulações a serem substituídas

O ano de 2010 está englobando as substituições que já teriam que ter sido feitas em anos anteriores. Isso justifica um valor superior aos previstos para os anos seguintes. Para evitar descontinuidade nas taxas anuais de substituição das tubulações, poderia ser mantida uma taxa inicial de 0,36% a.a. até o ano de 2018, resultando nas extensões de tubulações apresentadas na Figura 56. Assim, as taxas de substituição anuais irão variar, ao longo do horizonte do plano, entre 0,36 e 3,3% a.a..

Figura 56 - Extensão de tubulações a serem substituídas com ajuste das taxas iniciais

5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Esse trabalho apresenta as seguintes conclusões e recomendações:

- O cadastro tem um papel muito importante no desenvolvimento da metodologia utilizada para o planejamento de substituição de tubulações onde tanto as características físicas (idade de implantação e material) como os registros de ocorrências de reparos são a base para a previsão de futuras falhas e, assim, pela estimativa do tempo ótimo de substituição das tubulações.
- As empresas de saneamento devem melhorar o registro das informações para permitir análises mais embasadas, resultando em maiores benefícios financeiros e melhoria da imagem junto a seus clientes.
- A atribuição de custos, tanto os envolvidos no reparo dos vazamentos como o custo relativo à substituição da tubulação é outro fator relevante para a determinação do tempo ótimo de substituição de tubulações. Os avanços em metodologias e ganhos de escala podem resultar numa redução significativa de custos num futuro próximo.
- O processo de renovação das redes de distribuição é contínuo, portanto a escolha da tecnologia, da mão-de-obra e do material a serem empregados na substituição implicará em taxas anuais de substituição futuras maiores ou menores que as atuais.
- As redes primárias devem merecer uma atenção especial, pois muitas vezes não formam anéis e num eventual vazamento o efeito no abastecimento geralmente é de grandes proporções e de maior risco de sinistro.
- O efeito da rugosidade nas tubulações da rede primária causa uma maior diminuição da capacidade hidráulica do sistema de distribuição. Assim, um estudo mais aprofundado para essas redes, com o uso de modelagem hidráulica, é recomendado. A limpeza e revestimento dessas tubulações pode ser a solução para os problemas de desempenho hidráulico.
- Na elaboração do programa anual de substituição de tubulações da rede de distribuição, os técnicos deverão levar em consideração, para a escolha dos

trechos a serem substituídos, os seus conhecimentos e experiências, as áreas com taxas de quebras mais elevadas e outros fatores não considerados no planejamento de longo prazo, como o tipo de solo e áreas com oscilação de pressão.

- No plano elaborado para o horizonte de 2050 a taxa anual de substituição de tubulações varia entre 0,36 e 3,3 %. Como a vida média das tubulações deverá ficar entre 50 e 80 anos, futuramente as taxas anuais de substituição das tubulações deverá variar entre 1,25 e 2%, superiores às taxas previstas para os países desenvolvidos, que giram em torno de 0,5 a 1%.

REFERÊNCIAS

- ALEGRE, H. et al. (2000). **Performance indicators for water supply services**. Operations & Maintenance Committee, International Water Association.
- ALEM SOBRINHO, P.; MARTINS, G. (2004). Abastecimento de Água. In: TSUTIYA, M.T. . **Abastecimento de água**. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004. 643p.
- ANDREOU, S.; MARKS, D.H.; CLARK, R.M. (1987a). **A new methodology for modeling break failure patterns in deteriorating water distribution systems: theory**. Advances in Water Resources, v. 10, n. 1, p. 2-10, mar. 1987.
- ANDREOU, S.; MARKS, D.H.; CLARK, R.M. (1987b). **A new methodology for modeling break failure patterns in deteriorating water distribution systems: applications**. Advances in Water Resources, v. 10, n. 1, p. 11-20, mar. 1987.
- ATKINSON, K. et al. (2002). **Failure of small diameter cast iron pipes**. Urban Water, v. 4, n. 3, p. 263-271, 2002.
- BABOVIC, V. et al. (2002). **A data mining approach to modeling of water supply assets**. Urban Water, v. 4, n. 4, p. 401-414, 2002.
- CHAMA NETO, P.J. (2004). Materiais para redes. In: TSUTIYA, M.T. . **Abastecimento de água**. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004. 643p.
- CHRISTODOULOU, S.; ASLANI, P.; DELIYANNI, A. (2006). **Integrated GIS-based management of water distribution networks**. In: Proceedings of Joint International Conference on Computing and Decision Making in Civil and Building Engineering, Montreal, Canadá, jun. 2006.
- CLARK, R.M.; STAFFORD, C.L.; GOODRICH, J.A. (1982). **Water distribution systems: A spatial and cost evaluation**. Journal of the Water Resources Planning and Management Division, v. 108, n. WR3, p. 243-256, out. 1982.
- CLARK, R.M. et al. (1993). **Modeling contaminant propagation in drinking-water distribution systems**. Journal of Environmental Engineering, v. 119, n. 2, p. 349-364, mar.-abr. 1993.
- CLARK, R.M. et al. (1994). **Measuring and modeling chlorine propagation in water distribution systems**. Journal of Water Resources Planning and Management, v. 120, n. 6, p. 871-887, nov.-dez. 1994.
- COX, D.R. (1972). **Regression models and life-tables (com discussão)**. Journal of the Royal Statistical Society, v. 34, n. 2, p. 187-220, 1972.

DAVIS, D.N. (2000). **Agent-based decision-support framework for water supply infrastructure rehabilitation and development.** Computers, Environment and Urban Systems, v. 24, n. 3, p. 173-190, maio 2000.

DEB, A.K. et al. (1998). **Quantifying future rehabilitation and replacement needs of water mains.** AWWA Res. Fdn., Denver.

DONNELLY, A. (2007). **Combating non-revenue water in a large multi-functional company; A case study of EPAL; Portugal's largest water supplier.** In: Water Loss 2007, 2007, Bucareste, Romênia. Conference Proceedings – Volume II, Romênia, IWA, 2007, p.501-510.

EISENBEIS, P.; RØSTUM, J.; LE GAT, Y. (1999). **Statistical models for assessing the technical state of water networks.** In: Proceedings of Annual Conference of AWWA, Chicago, Illinois, EUA, jun. 1999.

GOULTER, I.C.; DAVIDSEN, J.; JACOBS, P. (1993). **Predicting water-main breakage rates.** Journal of Water Resources Planning and Management-Asce, v. 119, n. 4, p. 419-436, jul.-ago. 1993.

GOULTER, I.C.; KAZEMI, A. (1988). **Spatial and temporal groupings of water mains pipe breakage in Winnipeg.** Canadian Journal of Civil Engineering, v. 15, p. 91-97, 1988.

HADZILACOS, T. et al. (2000). **UTILNETS: A water mains rehabilitation decision support system.** Computers, Environment and Urban Systems, v. 24, n. 3, pp. 215-232, mar. 2000.

HAESTAD METHODS et al. (2003) **Advanced water distribution modeling and management.** Haestad Press, Waterbury, CT, 2003.

HALHAL, D. et al. (1997). **Water network rehabilitation with a structured messy genetic algorithm.** Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, v. 123, n. 3, pp. 137-146, maio/jun. 1997.

HANSEN, G.K.; VATN, J. (2000). **Combining hydrostatic and reliability models for water distribution networks.** In: Proceedings of foresight and precaution Conference, Edinburgh, Scotland, Reino Unido, maio 2000.

HERSON, D.S. et al. (1991). **Association of microorganisms with surfaces in distribution systems.** Journal of American Water Works Association, v. 83, n. 7, p. 103-106, jul. 1991.

HERZ, R. (1996). **Ageing processes and rehabilitation needs of drinking water distribution networks.** Journal of Water Supply Research and Technology-Aqua, v. 45, p. 221-231, 1996.

HU, Y.; HUBBLE, D.W. (2005). **Failure conditions of asbestos cement water mains in Regina.** Canadian Society of Civil Engineering (CSCE) 33rd Annual Conference, Toronto, Ontário, Canadá, p. 1-10, jun.2005.

HUDAK, P.F.; SADLER, B.; HUNTER, B.A. (1998). **Analyzing underground water-pipe breaks in residual soils.** Water Engineering & Management, v. 145, n. 12, p. 15-20, dez. 1998.

HUDSON, W.D. (1966). **Studies of distribution system capacity in seven cities.** Journal of American Water Works Association, v. 58, n. 2, p. 157-164, fev. 1966.

KARAA, F.A. (1984). **A decision support model for the investment planning of the reconstruction and rehabilitation of mature water distribution systems.** PhD thesis, MIT, Cambridge, MA.

KHOMSI, D. et al. (1996). **Reliability Tester for Water-Distribution Networks.** Journal of Computing in Civil Engineering, v. 10, n. 1, p. 10-19, jan. 1996.

KIM, J.H.; MAYS, L.W. (1994). **Optimal rehabilitation model for water distribution systems.** Journal of Water Planning and Management, v. 120, n. 5, p. 674-692, set.-out. 1994.

KLEINER, Y.; ADAMS, B.J.; ROGERS, J.S. (1998a). **Long-term planning methodology for water distribution system rehabilitation.** Water Resources Research, v. 34, n. 8, p. 2039-2051, ago. 1998.

KLEINER, Y.; ADAMS, B.J.; ROGERS, J.S. (1998b). **Selection and scheduling of rehabilitation alternatives for water distribution systems.** Water Resources Research, v. 34, n. 8, p. 2053-2061, ago. 1998.

KLEINER, Y.; RAJANI, B. (1999). **Using limited data to assess future needs.** Journal of American Water Works Association, v. 91, n. 7, p. 47-61, jul. 1999.

KLEINER, Y.; RAJANI, B. (2001). **Comprehensive review of structural deterioration of water mains: statistical models.** Urban Water, v. 3, n. 3, p. 131-150, out. 2001.

LAMONT, P.A. (1981). **Common pipe flow formulas compared with the theory of roughness.** Journal of American Water Works Association, v. 73, n. 5, p. 274-280, maio 1981.

LANSEY, K.; BASNET, C. (1991). **Parameter estimation for water distribution systems.** Journal of Water Resources Planning and Management-ASCE, v. 117, n. 1, p. 126-144, 1991.

LECHEVALLIER, M.W. (1990). **Coliform regrowth in drinking water: a review.** Journal of American Water Works Association, v. 82, n. 11, p. 74-86, nov. 1990.

LECHEVALLIER, M.W.; LOWRY, C.D.; LEE, R.G. (1990). **Disinfecting biofilms in a model distribution systems.** Journal of American Water Works Association, v. 82, n. 7, p. 87-99, jul. 1990.

LECHEVALLIER, M.W. et al. (1993). **Examining the relationship between iron corrosion and the disinfection of biofilm bacteria.** Journal of American Water Works Association, v. 85, n. 7, p. 111-123, jul. 1993.

LI, D.; HAIMES, Y. (1992). **Optimal maintenance- related decision-making for deteriorating water distribution-systems 1. Semi-markovian model for a water main.** Water Resources Research, v. 28, n. 4, p. 1053-1061, abr.1992.

LUONG, H.T.; NAGARUR, N.N. (2005). **Optimal maintenance policy and fund allocation in water distribution networks.** Journal of Water Resources Planning and Management-ASCE, v. 131, n. 4, p. 299-306, jul.-ago. 2005.

MADIEC, H. et al. (1996). **Implementation of a probability model for renewal of drinking water networks.** Water Supply, v. 14, n. 3/4, p. 347-351, 1996.

MAKAR, J.M. (2000). **A preliminary analysis of failures in grey cast iron water pipes.** Engineering Failure Analysis, v. 7, p. 43-53, 2000.

MAKAR, J.M.; KLEYNER, Y. (2000). **Maintaining water pipeline integrity.** In: AWWA Infrastructure Conference and Exhibition, Baltimore, Maryland, EUA, mar. 2000.

MAKAR, J.M.; RAJANI, B.B. (2000). **Grey Cast Iron Pipe Metallurgy.** Journal of Materials in Civil Engineering, v. 12, n. 3, p. 245-253, ago. 2000.

MAKAR, J.M.; DESNOYERS, R.; MCDONALD, S.E. (2001). **Failures models and mechanisms in gray cast iron water pipes.** In: Underground Infrastructure Research: Municipal, Industrial and Environmental Applications, Kitchener, Ontario, Canadá, p. 1-10, jun. 2001.

MALANDAIN, J.; LE GAUFFRE, P.; MIRAMOND, M. (1999). **Modeling the aging of water infrastructure.** In: Proceedings of the 13th EJSW, Dresden University of Technology, set. 1999.

MAYS, L.W. (2000). **Water distribution systems handbook.** New York: McGraw-Hill.

MAYS, L.W. (2002). **Urban water supply handbook.** New York: McGraw-Hill.

MISIUNAS, D. (2005). **Failure monitoring and asset condition assessment in water supply systems.** Doctoral Dissertation in Industrial Automation Department, Lund University, Lund, Sweden.

MORRIS JR., R.E. (1967). **Principal causes and remedies of water main breaks.** Journal AWWA, v. 59, n. 7, p. 782-798, jul. 1967.

O'DAY, D. K. (1982). **Organizing and analyzing leak and break data for making replacement decisions.** Journal of American Water Works Association, v. 74, n. 11, p. 589-594, nov. 1982.

O'DAY, D. K. et al. (1986) **Water main evaluation for rehabilitation/ replacement**. American Water Works Association Research Foundation, Denver, CO, 1986.

PELLETIER, G.; MAILHOT, A.; VILLENEUVE, J.P. (2003). **Modeling water pipe breaks – Three case studies**. Journal of Water Resources Planning and Management, v. 129, n. 2, p. 115-123, mar.-abr. 2003.

PRESTON, N. et al. (1999). **UtilNets: A water mains rehabilitation decision support system**. In: PROCEEDING OF NO-DIG 1999, North American Society of Trenchless Technology, Orlando, maio 1999.

PRESTON, S.J.; STURM, R. (2007). **Understanding the components of your Infrastructure Leakage Index (ILI) is necessary to develop a successful strategy to reduce the overall ILI value – especially in systems with a low ILI**. In: Water Loss 2007, 2007, Bucareste, România. Conference Proceedings – Volume III, România, IWA, 2007, p.664-673.

QUIMPO, R.G. (1996). **Measures of water distribution system reliability**. In: Proceedings of risk based decision making in water resources, Santa Barbara, California, EUA, oct. 1995.

QUIMPO, R.G.; SHAMSI, U.M. (1991). **Reliability-based distribution-system maintenance**. Journal of Water Resources Planning and Management-ASCE, v. 117, n. 3, p. 321-339, maio-jun. 1991.

RAJANI, B.B.; KLEINER, Y. (2004). **Non-destructive inspection techniques to determine structural distress indicators in water mains**. In: Evaluation and Control of Water Loss in Urban Water Networks, Valencia, Espanha, p. 1-20, jun. 2004.

RAUSAND, M.; HØYLAND, A. (2004). **System reliability theory: Models, statistical methods and applications**. 2nd. Ed. New York: John Wiley & Sons, Inc. 636 p. (Wiley series in probability and statistics).

ROSSMAN, L.A. (1994). **Epanet users manual**. U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, Ohio.

SCHNEITER, C.R. et al. (1996). **Capacity reliability of water distribution networks and optimum rehabilitation decision making**. Water Resources Research, v. 32, n. 7, p. 2271-2278, jul. 1996.

SHAMIR, U.; HOWARD, D.D. (1979). **An analytic approach to scheduling pipe replacement**, Journal AWWA, v. 71, n. 5, p. 248-258, maio 1979.

SHARP, W.W.; WALSKI, T.M. (1988). **Predicting internal roughness in water mains**. Journal of American Water Works Association, v. 80, n. 11, p. 34-40, nov. 1988.

STACHA, J.H. (1978). **Criteria for pipeline replacement**. Journal AWWA, v. 70, n. 5, p. 256-258, maio 1978.

SÆGROV, S. (2005). **CARE-W computer aided rehabilitation of water networks**. IWA, 2005. 191p.

SÆGROV, S. et al. (1999). **Rehabilitation of water networks: Survey of research needs and on-going efforts**. Journal of Urban Water, v. 1, p. 15-22, 1999.

TSUTIYA, M.T. (2004). **Abastecimento de água**. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004. 643p.

WAGNER, J.M.; SHAMIR, U.; MARKS, D.H. (1988a). **Water distribution reliability: Analytical methods**. Journal of Water Resources Planning and Management, v. 114, n. 3, p. 253-275, maio 1988.

WAGNER, J.M., SHAMIR, U.; MARKS, D.H. (1988b). **Water distribution reliability: Simulation method**. Journal of Water Resources Planning and Management, v. 114, n. 3, p. 276-294, maio 1988.

WALSKI, T.M.; PELLICCIA, A. (1982). **Economic analysis of water main breaks**. Journal of American Water Works Association, v. 74, n. 3, p. 140-147, mar. 1982.

WALSKI, T.M. (1990). **Hardy-Cross meets Sherlock Holmes or model calibration in Austin, Texas**. Journal of American Water Works Association, v. 82, n. ..., p. 34-38, mar. 1990.

WALSKI, T.M. (1993). **Water distribution valve topology for reliability-analysis**. Reliability Engineering & System Safety, v. 42, n. 1, p. 21-27, jan. 1993.

WOODBURN, J.; LANCEY, E.; MAYS, L.W. (1987). **Models for the optimal rehabilitation and replacement of water distribution system components**. In: Proceedings of National Conference on Hydraulic Engineering – ASCE, Virginia, 1987.

WU, S.J.; YOON, J.H.; QUIMPO, R.G. (1993). **Capacity-weighted water distribution-system reliability**. Reliability Engineering & System Safety, v. 42, n. 1, p. 39-46, jan. 1993.

ZHANG, T. (2006). **Application of GIS and CARE-W systems on water distribution networks in Skärholmen in Stockolm**. 2006. 96 p. Dissertação (Mestrado) – School of Architecture and the Built Environment Royal Institute of Technology (KTH), Estocolmo, Suécia, maio 2006.