

**FUNDAÇÃO UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO DO SUL
FACULDADE DE ENGENHARIAS, ARQUITETURA E URBANISMO E GEOGRAFIA
MESTRADO PROFISSIONAL EM EFICIÊNCIA ENERGÉTICA E SUSTENTABILIDADE**

**PREVISÃO DE FALHAS EM REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE
ÁGUA**

RAQUEL RABELLO AKAGI

CAMPO GRANDE

2017

**FUNDAÇÃO UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO DO SUL
FACULDADE DE ENGENHARIAS, ARQUITETURA E URBANISMO E GEOGRAFIA
MESTRADO PROFISSIONAL EM EFICIÊNCIA ENERGÉTICA E SUSTENTABILIDADE**

**PREVISÃO DE FALHAS EM REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE
ÁGUA**

RAQUEL RABELLO AKAGI

CAMPO GRANDE

2017

**FUNDAÇÃO UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO DO SUL
FACULDADE DE ENGENHARIAS, ARQUITETURA E URBANISMO E GEOGRAFIA
MESTRADO PROFISSIONAL EM EFICIÊNCIA ENERGÉTICA E SUSTENTABILIDADE**

PREVISÃO DE FALHAS EM REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA

RAQUEL RABELLO AKAGI

Trabalho de Conclusão Final de Curso do Mestrado Profissional apresentada na Faculdade de Engenharias, Arquitetura e Urbanismo e Geografia da Universidade Federal de Mato Grosso do Sul, para obtenção do título de Mestre em Eficiência Energética e Sustentabilidade, na área de concentração Eficiência Energética.

Orientador: Prof. Dr. Peter Batista Cheung

**CAMPO GRANDE
SETEMBRO / 2017**

FOLHA DE APROVAÇÃO

Redação final do Trabalho de Conclusão Final de Curso defendida por **RAQUEL RABELLO AKAGI**, aprovada pela Comissão Julgadora em 01 de setembro de 20017, na Faculdade de Engenharias, Arquitetura e Urbanismo e Geografia da Universidade Federal de Mato Grosso do Sul para obtenção do título de Mestre em Eficiência Energética e Sustentabilidade.



Prof. Dr. Peter Batista Cheung – Orientador
FAENG/UFMS

Prof^a. Dr^a. Keila Roberta F. de Oliveira
FAENG/UFMS

Prof. Dr. Fábio Veríssimo Gonçalves
FAENG/UFMS



DEDICATÓRIA

À todos que acreditam e trabalham por um mundo melhor.

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, exemplo de profissional, Professor Dr. Peter Cheung, pela confiança e aprendizado.

À Sanesul pelo fornecimento das informações fundamentais para o desenvolvimento do trabalho, e em especial aos profissionais Elthon Teixeira e Sara Nogueira.

À Cemagref por ter cedido o software CASSES.

Aos meus pais, Carlos Akagi e Marisa Rabello, pelo amor, carinho, incentivo e apoio em todos os momentos da minha vida. Tudo que sou hoje devo a vocês.

À Rafael Aiello, pelo apoio e compreensão.

À todas as pessoas que contribuíram para meu crescimento pessoal, profissional e acadêmico.

RESUMO

Gestores de sistemas de abastecimento de água do mundo todo tem enfrentado frequentes desafios para garantir a qualidade do serviço prestado aos usuários e ao mesmo tempo a sustentabilidade econômica financeira das empresas. As infraestruturas nos sistemas de água estão envelhecendo e a qualidade do serviço exigida pela população e órgãos reguladores estão cada vez mais restritivas. O cumprimento destas exigências está diretamente relacionado ao controle eficiente dos ativos de infraestruturas. A previsão de falhas em redes de água é um problema complexo porque o fenômeno é aleatório, os dados disponíveis e os registros de falhas nem sempre são completos, consequentemente as séries históricas são curtas. No entanto, a previsão de falhas é fundamental para gestão de ativos. O trabalho apresenta um estudo de caso com a aplicação do modelo probabilístico LEYP com o auxílio do software CASSES, a análise de viabilidade econômica de um projeto de reabilitação e também a comparação entre a aplicação do modelo probabilístico LEYP com o modelo determinístico exponencial. O modelo LEYP foi capaz de prever 77% das falhas reais. O modelo exponencial é mais fácil de ser aplicado em decorrência dos dados exigidos, porém o modelo probabilístico LEYP permite identificar os trechos de rede com maior tendência de falha e também a influência de múltiplas variáveis na taxa de falhas, como extensão, diâmetro e pressão. A reabilitação de trechos da rede avaliada mostrou-se viável através da análise econômica. Verificou-se que um banco de dados completo, organizado e atualizado sobre as falhas nas redes de água é extremamente importante para a viabilidade da aplicação dos modelos de previsão, otimização de resultados e uso como ferramentas de planejamento e apoio à gestão e reabilitação destas redes.

Palavras-chaves: gestão de ativos, modelos de previsão de falhas, redes de abastecimento de água.

ABSTRACT

Internationally, the administrators of water supply systems have been facing frequent challenges to ensure the quality of the service being provided to users along with economic sustainability of the companies. The physical infrastructures of the water systems are aging, and the service quality demanded by the population and regulation agencies are becoming more rigorous. Compliance with these requirements is directly related to the efficient control of the infrastructure resources - asset management. Failure prediction in water networks is a complex problem due to its randomness, also, the available data and the failures records are not always complete, leading to short historical series. However, failure predictions are critical for asset management. This paper presents a case study with application of the LEYP probabilistic model using CASSES software, the economic feasibility analysis of a rehabilitation project and, also, a comparison between the applications of the LEYP model and the exponential deterministic model. The LEYP model was able to predict 77% of real failures. The exponential model is easier to be applied due to the required data, however, the LEYP model allows the identification of pipe segments with greater failure trend, neither considers the influence of several variables in the failure rate, such as extension, diameter and pressure. The evaluation of pipes rehabilitation proved to be feasible by economic analysis. It was found that a complete, organized and updated failure database in water networks is extremely important, so the prediction models can be applied and used as tools for planning and support of network rehabilitation management.

Keywords: asset management, failure prediction models, water networks

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1. Dimensões do gerenciamento estratégico de ativos.....	16
Figura 2. Função densidade de probabilidade e distribuição acumulada	22
Figura 3. Curva da banheira do ciclo de vida de tubulações enterradas.....	24
Figura 4. Taxa de falha em redes de distribuição de água.....	25
Figura 5. Dados censurados.....	26
Figura 6. Classes dos Modelos Estatísticos de Falhas.....	32
Figura 7. Localização do município de Sidrolândia, Mato Grosso do Sul, Brasil e imagem área do perímetro urbano.....	50
Figura 8. Balanço Hídrico do SAA de Sidrolândia (ano 2016).....	51
Figura 9. Representação da Linha do Tempo com o ano de implantação das tubulações e o histórico de falhas disponível	51
Figura 10. Intervalos de observação e de previsão	52
Figura 11. Procedimento para calibração e verificação do modelo estatístico.....	54
Figura 12. Arquivos de dados de entrada importados no software	55
Figura 13. Distribuição por material da rede de distribuição de água de Sidrolândia-MS.....	58
Figura 14. Distribuição por diâmetro da rede de distribuição de água de Sidrolândia-MS.	58
Figura 15. Pressões na rede do SAA de Sidrolândia-MS nos horários de menor (1:00) e maior (10:00) consumo.	59
Figura 16. Extensão da rede de distribuição de água de Sidrolândia-MS	59
Figura 17. Taxa falhas na rede de distribuição de água de Sidrolândia-MS	60
Figura 18. Resultados da Validação para os Grupos CA e PVC (Período Observado: 16/05/2008 – 14/12/2016 e Período Validado: 01/01/2014 – 15/12/2016).....	61
Figura 19. Porcentagem de falhas evitadas em função da porcentagem de tubos substituído para o grupo CA	62
Figura 20. Porcentagem de falhas evitadas em função da porcentagem de tubos substituído para o grupo PVC	62
Figura 21. Evolução das falhas com diferentes estratégias de reabilitação para o Grupo CA .	63
Figura 22. Evolução das falhas com diferentes estratégias de reabilitação para o Grupo PVC	64
Figura 23. Cinquenta primeiros trechos com maior número falhas previstas ao final de 10 anos – Grupo CA	64

Figura 24. Cinquenta primeiros trechos com maior número falhas previstas ao final de 10 anos – Grupo PVC.....	65
Figura 25. Previsão das perdas de água decorrente das falhas em rede para os grupos PVC e CA.....	66
Figura 26. VPL da Receita e dos Investimentos ao longo de 10 anos.....	69

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Desafios dos sistemas de abastecimento de água e benefícios da gestão de seus ativos.....	18
Tabela 2. Consequências da reabilitação insuficiente ou inadequada em estruturas de do sistema de abastecimento de água	20
Tabela 3. Fatores que ocasionam as quebras em tubos de distribuição água	28
Tabela 4. Fatores considerados na previsão de falhas em diferentes modelos determinísticos.....	32
Tabela 5. Modelos implementados em softwares.....	45
Tabela 6. Modelos probabilísticos para previsão de falhas	49
Tabela 7. Histórico de falhas por ano para Sidrolândia.....	51
Tabela 8. Grupos de Tubulações	54
Tabela 9. Resultados do modelo LEYP para cada grupo	60
Tabela 10. Falhas previstas pelo modelo determinístico exponencial.....	65
Tabela 11. Benefícios obtidos com a reabilitação da rede	67
Tabela 12. Extensão de rede a ser reabilitada e investimento necessário.....	68
Tabela 13. Representação do Fluxo de caixa no período 1 a 10 anos	68

LISTA SIGLAS E ABREVIATURA

AwwaRF	American Water Works Association Research Foundation
AWARE-P	Advanced Water Asset Rehabilitation Portugal
CA	Cimento Amianto
CAPEX	Capital Expenditure
CARE-W	Computer Aided Rehabilitation of Water Networks
CSIRO	Commonwealth Scientific and Industrial Research Organisation
EPA	Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos
ERSAR	Entidade Reguladora de Serviços de Águas e Resíduos de Portugal
FF	Ferro Fundido
FVP	Fator de Valor Presente
IST	Instituto Superior Técnico de Portugal
I-WARP	Individual Water mAn Renewal Planner
LEYP	Linear Extension of the Yule Process
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Portugal
NRC	National Research Council of Canada
PARMS	Pipeline Asset & Risk Management System
PHM	Modelo de Risco Proporcional
PLANSAB	Plano Nacional de Saneamento Básico
PPNH	Processo de Poisson Não-Homogêneo
PVC	Policloreto de Vinila
SAA	Sistema de Abastecimento de Água
SINTEF	Foundation for Scientific and Industrial Research
SNIS	Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento
VPL	Valor Presente Líquido

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Taxa para o incremento nas quebras sobre tempo (ano^{-1})
a.a.	ao ano
mm	Unidade de medida de comprimento em milímetro
km	Unidade de medida de comprimento em quilômetros
%	Porcentagem
R ²	Coeficiente de determinação
i	Taxa de juros anual
n	número de anos na análise financeira
T	Tempo até a falha
C _b	Custo por reparo (R\$)
C _r	Custo de substituição do tubo por km (R\$/km)
T _s	Ano de substituição da tubulação
L	Comprimento do tubo (km)
I	Idade da tubulação
C ₁	Fator de correção para quebras anteriores
C ₂	Fator de correção para o diâmetro tubo
k	Ano de instalação da tubulação
NY	Número de anos desde a instalação até a primeira quebra
D	Diâmetro da tubulação (mm)
P	Pressão absoluta interior da tubulação (mca)
IN	Porcentagem de tubos sob áreas de desenvolvimento industrial,
RES	Porcentagem de tubos sob áreas de desenvolvimento residencial
LH	Comprimento das tubulações em solo altamente corrosivo
REP	Número de reparos
PRD	Pressão diferencial
DEV	Porcentagem de tubos em solos de baixa e moderada corrosividade
SL	Área superficial de tubulações em solos com baixa corrosividade
SH	Área superficial de tubulações em solos com alta corrosividade.
Sr	Resistividade do solo (ohm.cm)
pH	pH do solo
rd	Potencial de redução do solo (milivolts).

SUMÁRIO

DEDICATÓRIA.....	ii
AGRADECIMENTOS	iii
RESUMO	4
ABSTRACT	5
1. INTRODUÇÃO	13
2. OBJETIVOS.....	15
2.1 Objetivo Geral.....	15
2.2 Objetivos Específicos	15
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	16
3.1 Gestão de Ativos.....	16
3.2 Reabilitação de infraestruturas de abastecimento de água.....	18
3.3 Análise de Sobrevivência e Confiabilidade	20
3.3.1 Medidas de Confiabilidade.....	21
3.3.2 Censura na análise da vida útil.....	25
3.4 Confiabilidade dos Sistemas de Distribuição de Água	26
3.4.1 Introdução.....	26
3.4.2 Causas das Falhas em redes de distribuição de água	27
3.5 Modelos Estatísticos de Falhas Existentes.....	31
3.5.1 Modelos Determinísticos.....	32
3.5.2 Modelos Probabilísticos	36
3.5.3 Softwares Auxiliares na Previsão de Falhas	45
3.6 Conclusão.....	48
4. METODOLOGIA	50
4.1 Dados Gerais do Sistema de Abastecimento de Água.....	50
4.2 Dados sobre as Falhas nas Redes de Distribuição de Água.....	51
4.3 Aplicação de um Modelo de Probabilístico	52

4.3.1	Extensão Linear do Processo de Yule (LEYP)	52
4.3.2	Aplicação do Modelo e Definição de Parâmetros	54
4.3.3	Análise de Viabilidade Econômica	56
5.	RESULTADOS E DISCUSSÕES	58
5.1	Análise Exploratória dos Dados	58
5.2	Influência das Variáveis na Taxa de Falhas.....	60
5.3	Validação do Modelo	61
5.4	Previsão de Falhas Futuras	63
5.5	Análise de Aplicabilidade	65
5.6	Viabilidade Econômica da Reabilitação	66
5.6.1	Potencial de Recuperação das Perdas de Água e Custos Evitados	67
5.6.2	Custo de Reabilitação da Rede.....	67
5.6.3	Fluxo de Caixa	68
6.	CONCLUSÕES.....	70
	REFERÊNCIAS	72

1. INTRODUÇÃO

Os municípios brasileiros a partir da aprovação da Lei Federal 11.445/07¹ tornaram-se titulares da infraestrutura de saneamento e, portanto, responsáveis pelos seus ativos. Em paralelo, os órgãos reguladores estão evoluindo no desenvolvimento de seus modelos regulatórios, normativos e indicadores de desempenho, tornando atividade cada vez mais restritiva e controlada. Adicionalmente, algumas prefeituras estão transferindo a prestação de serviços de saneamento para iniciativa privada, exigindo dessa forma avaliação dos seus ativos. Estas avaliações são realizadas através dos processos de *due diligences*, que envolvem análises técnicas dos ativos e consequentemente influenciam diretamente na toma de decisão dos compradores, acionistas ou investidores

Define-se ativo como todo e qualquer item, algo ou entidade que representa, para uma organização, algum valor real ou potencial (NBR ISO 55.000, 2014). Toda empresa, independente do seu porte e da área de atuação (engenharia, suprimentos, manutenção, etc.), depende de seus ativos para exercerem suas atividades.

A gestão de ativos é um conjunto de atividades direcionadas para analisar o valor dos ativos, o balanço de custos, as oportunidades e os riscos. Tais atividades tem como principal objetivo o gerenciamento sustentável dos ativos, ou seja, o equilíbrio entre desempenho, custo e risco.

O setor de saneamento é caracterizado por exigir um volume significativo de investimentos em ativos de infraestrutura, como por exemplo as redes de distribuição de água, os reservatórios e as estações elevatórias e de tratamento. As redes de distribuição representam frequentemente cerca de 80% das despesas totais envolvidas nos sistemas de abastecimento (KLEINER; RAJANI, 2001). A deterioração e a quebra de redes são problemas que afetam sistemas de água do mundo inteiro, visto que muitas delas são antigas e já atingiram o fim da sua vida útil.

O procedimento de reparo de uma tubulação que falhou resulta em perda de água, paralização do serviço, interrupção no trânsito, descontinuidades nos processos comerciais e industriais e perturbação da vida doméstica. Além disso, gera custos operacionais e de

¹ Lei nº 11.445 de 05 de janeiro de 2007 – Diretrizes nacionais para o saneamento básico: princípios fundamentais, exercício da titularidade, planejamento, aspectos econômicos e sociais, aspectos técnicos e política federal de saneamento básico.

manutenção para os operadores. Estima-se que no Brasil sejam gastos anualmente cerca de R\$ 562 milhões² com o reparo de vazamentos decorrentes das quebras.

Os modelos estatísticos de previsão de falhas em redes de água desempenham um papel significativo no planejamento e na priorização das ações de reabilitação do sistema. Os primeiros modelos surgiram na década de 70. Posteriormente outros modelos foram propostos e estudados, principalmente pela necessidade por sistemas sustentáveis. Programas internacionais, como CARE-W e SIROCO, foram criados para o desenvolvimento de sistemas que auxiliassem as empresas de saneamento no planejamento da reabilitação de redes de água. Assim como também modelos foram aplicados e validados em sistemas internacionais, como Noruega, França e Canadá. Em contrapartida, no Brasil é um assunto ainda de baixa relevância e pouco explorado.

A proposta desta pesquisa é a aplicação de um modelo probabilístico de previsão de falhas para um sistema de abastecimento de água com 94,65 km de rede que atende a uma população de 33.400 habitantes.

² Considerando taxa média de 0,40 vazamentos/km/mês, custo de reparo de R\$200/reparo e extensão total de rede de 586 mil quilômetros.

2. OBJETIVOS

2.1 Objetivo Geral

O objetivo geral desta pesquisa é a aplicação de um modelo probabilístico de previsão de falhas aderente aos dados obtidos de um sistema de abastecimento de água existente.

2.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos são:

- Avaliação da aplicabilidade e de resultados de um modelo probabilístico e de um modelo determinístico.
- Avaliação da influência de variáveis sobre as falhas em redes de água.
- Avaliação do ajuste do modelo em diferentes grupos de tubulações.
- Avaliação do impacto de diferentes estratégias de reabilitação na quantidade de falha futuras.
- Análise da viabilidade econômica de um projeto de reabilitação.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo apresenta uma revisão bibliográfica sobre a gestão de ativos para sistemas de abastecimento de água, da reabilitação das infraestruturas de um sistema, dos princípios gerais de confiabilidade e dos modelos estatísticos de previsão de falhas em redes existentes na literatura.

3.1 Gestão de Ativos

A definição de gestão de ativos pode variar entre diferentes tipos de organização e seus públicos de interesse. Algumas definições gerais e complementares na literatura internacional são apresentadas a seguir.

Segundo Brown e Humphrey (2005), a gestão de ativos é a arte de equilibrar desempenho, custo e risco. Alcançar este equilíbrio requer o apoio de três pilares de competência: gestão, engenharia e informação. Em complemento a esta definição, Alegre (2007) propôs através da Figura 1 as dimensões do gerenciamento de ativos: a base da gestão de ativos (os três pilares: gestão, engenharia e informação), os níveis de planejamento necessários (estratégico, tático e operacional) e suas vertentes (desempenho, risco e custo).

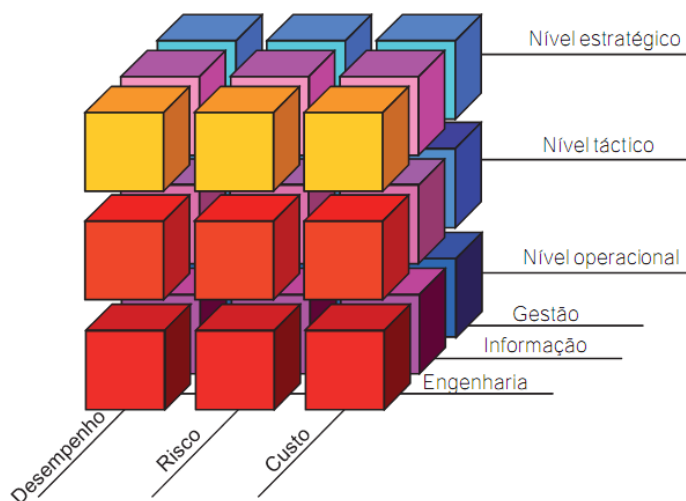


Figura 1. Dimensões do gerenciamento estratégico de ativos
Fonte: Alegre, 2007

A NBR ISO 55.000 (2014) define gestão de ativos como “a atividade corporativa organizada que busca a geração de valores pelos ativos” e apresenta os quatro princípios de sua gestão são:

- Ativos existem para fornecer valor para a organização e partes interessadas.
- Gestão de Ativos transforma a intenção estratégica em tarefas, decisões, atividades técnicas e financeiras.
- Liderança e cultura do local de trabalho são determinantes da percepção de valor.
- Gestão de Ativos fornece garantia de que os ativos vão cumprir e desempenhar a sua função.

O manual de gestão de ativos para pequenos sistemas de água (EPA, 2003) apresenta uma definição bastante completa e interessante: Gestão de ativos é um processo de planejamento que objetiva a obtenção do valor máximo de seus ativos e de recursos financeiros para reabilitá-los e substituí-los quando necessário. Inclui também o desenvolvimento de um plano para reduzir custos e aumentar a eficiência da confiabilidade seus ativos. Uma gestão de ativos bem-sucedida depende do conhecimento sobre os ativos do sistema e de comunicação regular com gestores e clientes sobre as necessidades futuras do sistema.

Os ativos são classificados em cinco categorias que devem ser gerenciados a fim de atingir o planejamento estratégico organizacional: ativos físicos; ativos humanos, de informação, financeiros e ativos intangíveis (PAS 55, 2008).

Para muitas empresas, os ativos físicos costumam referir-se a equipamentos, inventários, propriedades de posse da organização e contrapõem-se aos ativos intangíveis, não físicos (aluguéis, marcas, propriedades intelectuais, licenças de uso, acordos, etc.).

Os ativos físicos dos sistemas de abastecimento de água, como as redes de distribuição, os reservatórios e as estações elevatórias, demandam de recursos financeiros significativos para serem construídos, entrarem em operação e também para sua reabilitação. Adicionalmente, as empresas de saneamento precisam garantir que estas infraestruturas atendam satisfatoriamente, em quantidade e qualidade, o aumento da demanda.

Os principais desafios dos sistemas de abastecimento de água e os benefícios obtidos com gestão de seus ativos são apresentados na Tabela 1.

Segundo EPA (2008), a gestão de ativos em qualquer sistema de distribuição de água pode iniciar-se com o levantamento de cinco questões principais:

- 1) Situação atual dos ativos: Conhecer a condição atual dos ativos permite que as concessionárias prevejam a necessidade de reparação ou substituição, além de medir quanto ele ainda poderá ser utilizado.

- 2) Nível do serviço: Informações sobre a demanda dos clientes, dados de comissões ou conselhos de serviço e informações de outras concessionárias podem ajudar a estabelecer o nível e requisitos do sistema.
- 3) Ativos críticos: Avaliar quais ativos possuem um alto risco de falha e as principais consequências, auxilia na identificação do grau de gestão necessário para atingir um nível de risco aceitável.
- 4) Custo mínimo do ciclo de vida: Determinar as opções de menor custo para fornecer o mais alto nível de serviço ao longo do tempo e ao mesmo adotar estratégias operacionais que busquem a efetiva utilização dos ativos
- 5) Plano de financiamento a longo prazo: Conhecer os custos econômicos e as receitas totais geradas pelo sistema de água, o que permitirão a determinação de previsões financeiras do sistema.

Tabela 1. Desafios dos sistemas de abastecimento de água e benefícios da gestão de seus ativos

Desafios dos Sistemas de Abastecimento de Água	Benefícios da Gestão de Ativos nos SAA
• Determinação do melhor tempo para a reabilitação, reparo e substituição dos ativos • Aumento da demanda por serviços • Superação da necessidade de aumento de tarifa • Redução de recursos • Aumento das expectativas dos clientes pelo serviço prestado • Regulamentação cada vez mais rigorosa • Atendimento de emergências decorrentes de falhas de ativos • Proteção dos ativos	• Prolongamento da vida útil dos ativos e auxílio no planejamento da reabilitação, do reparo e da substituição • Atendimento das demandas dos consumidores com foco na sustentabilidade do sistema • Definição de taxas baseadas no planejamento operacional e financeiro • Orçamento focado para execução de atividades críticas para o desempenho eficiente • Atendimento às expectativas dos usuários e requisitos regulamentares. • Melhoria da resposta às emergências. • Melhoria da segurança dos ativos

Fonte: Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos-EPA, 2008

3.2 Reabilitação de infraestruturas de abastecimento de água

A reabilitação de infraestruturas é definida como o conjunto de métodos e procedimentos capazes de restaurar e/ou aprimorar o desempenho de um sistema de abastecimento de água (ROSTUM, 2000). Nesse caso, o foco é aumentar a vida útil do sistema e a melhoria do seu desempenho estrutural, hidráulico ou de qualidade da água.

De acordo como Manual de Melhores Práticas e Técnicas de Reabilitação de Redes de Água (COVAS et al., 2015), as técnicas de reabilitação em sistema de abastecimento de água podem ser divididas em três categorias:

- 1) Renovação: Trabalho que incorpora toda ou parte da estrutura original do tubo por meio do qual o seu desempenho é otimizado.
- 2) Substituição: É a reabilitação de um sistema de tubulações existentes por meio da instalação de um novo sistema, sem incorporar a estrutura original do tubo.
- 3) Reparo: Atividade de manutenção não planejada realizada após a ocorrência de uma falha. Retificação de danos locais.

As necessidades de reabilitação em sistemas de água são decorrentes principalmente do envelhecimento natural dos componentes, alteração dos objetivos de serviço, causas externas e deficiências de concepção, projeto, construção, materiais, equipamentos e manutenção

A principal consequência de uma reabilitação insuficiente ou inadequada é a redução da confiabilidade do sistema. Tal consequência pode ser avaliada e distinguir-se nas dimensões técnica, de saúde e segurança pública, econômico-financeira, ambiental e social. A Tabela 2 apresenta um resumo destas consequências segundo o tipo de dimensão.

O objetivo geral de um sistema de distribuição de água é fornecer água suficiente e de boa qualidade a cada consumidor, sendo que a segurança da rede de água deve ser considerada e os custos globais devem ser aceitáveis (LARGE et al., 2015).

Os componentes dos sistemas de adução e de distribuição, estão sujeitos a diversos fatores (hidráulicos, químicos, geotécnicos, etc.) que contribuem para a degradação de seu desempenho no sistema. O efeito destes fatores depende de variáveis como o envelhecimento e modo de operação e manutenção (ALEGRE; COVAS, 2010). A reabilitação destes componentes garante uma maior confiabilidade e eficiência, porém é impossível e desnecessário reabilitar todas as tubulações de um sistema, sendo um dos principais desafios para as operadoras e seus gestores o planejamento e a reabilitação otimizada.

Tabela 2. Consequências da reabilitação insuficiente ou inadequada em estruturas de do sistema de abastecimento de água

Dimensões	Aspecto	Consequências
Técnica	Hidráulico	- Insuficiente capacidade de transporte das tubulações que resulta na não satisfação das necessidades de serviço de consumo e de pressão.
	Estrutural	- Insuficiente resistência mecânica as ações internas e externas (falhas, colapsos, fissuras) que resulta em: - Redução da fiabilidade do sistema e dos seus componentes; - Aumento no número de avarias; - Aumento paralisações do abastecimento; - Aumento de perdas reais.
	Operacional	- Ineficiência ou inadequação das atividades de operação que resultam em: - Ineficiência no uso da água e energia; - Ineficiência no uso de recursos humanos; - Quebra do conforto para os consumidores.
	Manutenção	- Ineficiência ou inadequação das atividades de manutenção que resultam: - Aumento dos procedimentos de emergência não planejados; - Redução da produtividade da gestora; - Redução da qualidade do serviço prestado.
Saúde pública e segurança		- Risco para saúde pública decorrente da degradação de qualidade da água fornecida (rupturas são fontes de contaminação) e da necessidade de interrupção do abastecimento; - Risco para a segurança decorrente da maior probabilidade de ocorrência de acidentes provocados por roturas em condutas (inundações, desmoronamentos, etc.).
Econômico-financeira		- Redução do valor residual do sistema e aumento dos custos futuros de investimento em reabilitação devido a diminuição da vida útil das infraestruturas e equipamentos; - Agravamento de custos tangíveis de exploração do sistema (custos operacionais) nas atividades de operação e nas atividades de manutenção; penalizações decorrentes da redução da qualidade de serviço prestado; custos intangíveis e externalidades para a entidade gestora; - Perdas com reflexo nas tarifas, nos investimentos e nas metas para universalização.
Ambiental		- Utilização ineficiente dos recursos hídricos; - Utilização ineficiente dos recursos energéticos; - Impactos ambientais negativos devidos a obras; - Gestão inadequada de resíduos produzidos.

Fonte: Alegre e Covas, 2010

3.3 Análise de Sobrevivência e Confiabilidade

As pesquisas na área de confiabilidade usam a teoria de análise de sobrevivência como base metodológica. Essa teoria procura entender quem são as variáveis respostas bem como os fatores (covariáveis) que interferem na ocorrência de um determinado evento ao longo do tempo.

A análise de sobrevivência é aplicada em diversos campos, com por exemplo na área médica (o evento pode ser a morte, ocorrência de uma doença ou cura, etc.), na área de humanas (o evento pode ser o divórcio, uma demissão, etc.) e na área industrial ou da engenharia (o evento pode ser a falha ou defeito em equipamentos e materiais).

Segundo a norma NBR 5462 (1994, p.3), a confiabilidade é definida como: *Capacidade de um item desempenhar uma função especificada, sob condições e intervalos de tempo pré-determinados*. De modo geral, associa-se à operação bem-sucedida de um produto, porém, na engenharia a análise quantitativa desta confiabilidade é realizada em termos de probabilidade, aproximada de uma função estatística, a chamada função de sobrevivência.

3.3.1 Medidas de Confiabilidade

Nesta seção são apresentadas as três medidas de confiabilidade mais importantes para uma unidade não-reparável (que não está sujeita a reparos): o tempo médio até a falha, a função de sobrevivência e a função de risco.

Tempo até a falha

Tempo até a falha é definido como o tempo transcorrido desde o momento em que a unidade é colocada em operação até a sua primeira falha. Usualmente adota-se $t = 0$ como o início da operação da unidade ou sistema. Por estar sujeito a variações aleatórias, o tempo até a falha é interpretado como uma variável aleatória, designada por T . O estado da unidade em um tempo t pode ser descrito por uma variável de estado $X(t)$, que é uma variável aleatória definida por:

- a) $X(t) = 1$, se a unidade estiver funcionamento em t
- b) $X(t) = 0$, se a unidade estiver em estado de falha em t

Pressupõe-se uma variável T distribuída continuamente, com densidade de probabilidade dada por $f(t)$ e função distribuição dada pela equação (1):

$$F(t) = P(T \leq t) = \int_0^t f(u)du, \text{ para } t > 0 \quad (1)$$

A função $F(t)$ denota, assim a probabilidade de falha da unidade no intervalo de tempo $(0; t]$. Por similaridade, a função densidade de probabilidade de falha, $f(t)$, pode ser deduzida (Figura 2) como a derivada da função distribuição, conforme equação (2):

$$f(t) = F'(t) = \frac{d}{dt} F(t) = \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{F(t+\Delta t) - F(t)}{\Delta t} = \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{P(t < R \leq t + \Delta t)}{\Delta t} \quad (2)$$

Para valores pequenos de Δt , a seguinte aproximação pode ser usada:

$$P(t < T \leq t + \Delta t) \approx f(t) \times \Delta t \quad (3)$$

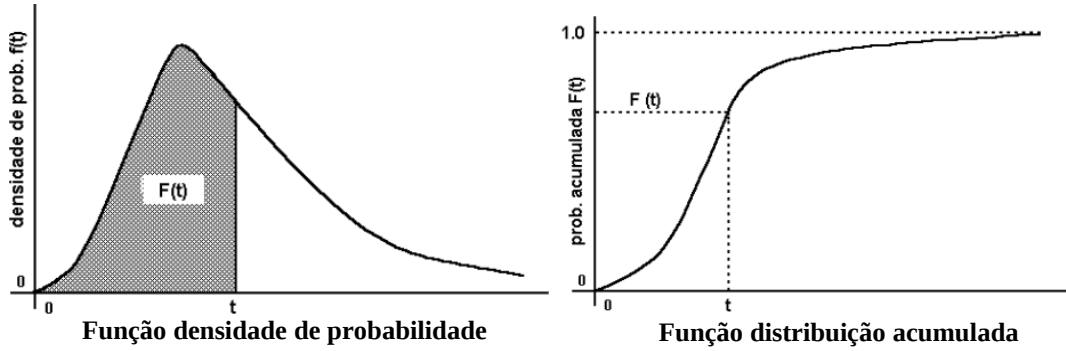


Figura 2. Função densidade de probabilidade e distribuição acumulada

Função de Sobrevivência, $R(t)$

A função de sobrevivência $R(t)$, também denominada de função confiabilidade, é definida como a probabilidade de um produto, equipamento ou sistema desenvolver sua função sem falhar até um certo tempo t .

Suponha n_0 unidades idênticas submetidas a um teste em condições operacionais de projeto. Durante o intervalo de tempo $(t-\Delta t, t)$, $n_f(t)$ unidades falharam e $n_s(t)$ unidades sobreviveram; observe que $n_f(t) + n_s(t) = n_0$. A confiabilidade da unidade é definida como sua probabilidade acumulada de sucesso; assim, em um tempo t , a função sobrevivência $R(t)$ é definida pela equação (4):

$$R(t) = \frac{n_s(t)}{n_s(t) + n_f(t)} = \frac{n_s(t)}{n_0} \quad (4)$$

Considerando a variável aleatória T definida anteriormente, a função sobrevivência em um tempo t pode ser expressão por:

$$R(t) = P(T > t) \quad (5)$$

A função de distribuição de T , $F(t)$, é o complemento de $R(t)$, ou seja:

$$R(t) = 1 - F(t) = 1 - \int_0^t f(u) du = \int_t^{+\infty} f(u) du \quad (6)$$

Assim, a função sobrevivência $R(t)$ informa a probabilidade da unidade sobreviver ao intervalo de tempo $(0; t]$ e ainda estar funcionando no tempo t . Será sempre decrescente com o tempo, com o valor de um para a origem e zero no infinito, pois as probabilidades de

sobrevivência de um componente sempre diminuem de acordo com a taxa de utilização (no caso de equipamentos, tubos, etc.) e em razão dos mecanismos de desgaste e de fadiga.

Função Risco, $h(t)$

A função de risco $h(t)$, também chamada de taxa de falha ou taxa de risco, é a mais popular das medidas de confiabilidade. Pode ser interpretada como a quantidade de risco associado a uma unidade de tempo, ou seja, o risco instantâneo de um indivíduo sofrer o evento entre o tempo t e $t + \Delta t$, dado que ele sobreviveu até o tempo t .

A função de risco pode ser derivada usando probabilidade condicional. Considere, primeiramente, a probabilidade de falha entre t e $t + \Delta t$, dada pela equação (7):

$$P(t \leq T \leq t + \Delta t) = \int_t^{t+\Delta t} f(u) du = R(t) - R(t + \Delta t) \quad (7)$$

Condicionando no evento da unidade estar operando no tempo t , chega-se à seguinte expressão:

$$P(t \leq T \leq t + \Delta t | T \geq t) = \frac{P(t \leq T \leq t + \Delta t)}{P(T \geq t)} = \frac{R(t) - R(t + \Delta t)}{R(t)} \quad (8)$$

Uma taxa de falha média no intervalo $(t, t + \Delta t)$ pode ser obtida dividindo a equação (8) por Δt . Fazendo $\Delta t \rightarrow 0$, obtém-se a taxa de falha instantânea, que a função de risco, dada pela equação (9) :

$$h(t) = \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{R(t) - R(t + \Delta t)}{R(t) \Delta t} = \frac{-R'(t)}{R(t)} = \frac{f(t)}{R(t)}, t \geq 0 \quad (9)$$

Todas as funções de risco devem satisfazer a duas condições (10) e (11):

$$\int_0^{+\infty} h(t) dt = +\infty \text{ e} \quad (10)$$

$$h(t) \geq 0 \text{ para todo } t > 0. \quad (11)$$

A unidade de medida em uma função de risco é normalmente dada em termos de falhas por unidade de tempo. A forma da função de risco indica como a unidade envelhece. A distribuição do tempo de falha em tubos em uma rede de distribuição de água pode ser investigada através da função de sobrevivência $R(t)$ ou da função de risco $h(t)$.

Existem três classificações básicas para a função de risco: (i) função de risco crescente, em que a incidência de risco cresce com o tempo; (ii) função de risco decrescente, em que a incidência de risco decresce com o tempo; e (iii) função de risco constante ou estacionária, onde a unidade está exposta a uma mesma quantidade de risco em qualquer momento do tempo.

Para sistemas técnicos, incluindo redes de distribuição de água, costumam apresentar uma função de risco dada pela combinação das três classificações acima, ilustrada na Figura 3 e conhecida como curva da banheira devido à sua forma característica.

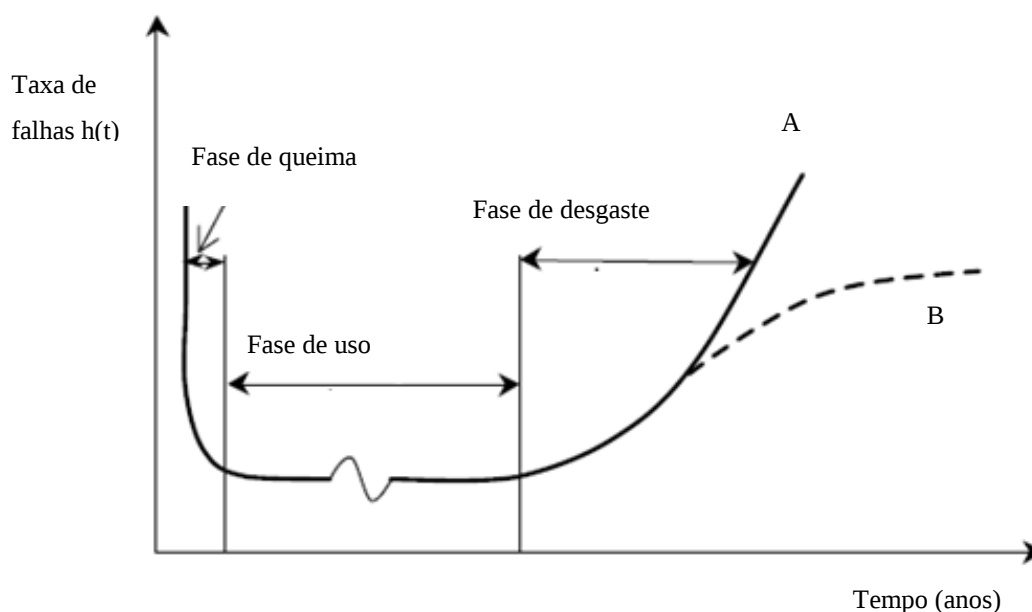


Figura 3. Curva da banheira do ciclo de vida de tubulações enterradas
Fonte: Kleiner e Rajani, 2001

A fase inicial, conhecida como “fase de queima”, denota que a taxa de falha é frequentemente elevada, que pode ser explicado por defeitos de fabricação dos novos tubos e também por problemas ocorridos durante as fases de transporte e instalação. Após esta fase inicial, a taxa de falha decresce em função do tempo ou idade.

Na segunda fase, no período de funcionamento normal e conhecido como “fase de uso”, a taxa de falha é baixa e quase constante. Falhas podem ocorrer neste período, entretanto são normalmente eventos aleatórios, como cargas externas incomuns no tubo (ROSTUM, 2000).

A fase final conhecida como “fase de desgaste”, é caracterizada por um rápido crescimento da taxa de falha com o tempo, devido à deterioração do material do tubo, que finalmente leva ao colapso do tubo.

Alguns modelos de previsão de falhas consideram todas as três fases da curva, enquanto outros consideram implicitamente apenas uma ou duas fases. Outros ainda assumem formas diferentes para a curva (como por exemplo, o comportamento B para a fase de desgaste na Figura 3), como será apresentado no Capítulo 3.5.

A forma da curva da banheira na Figura 3 é um comportamento teórico. Normalmente as análises de dados históricos de falhas não permitem identificar todas as três fases da curva,

a não ser que se tenham dados históricos completos de falhas desde sua instalação. Além de que como tubos são reparáveis, a taxa de falha é provavelmente mais complexa.

A Figura 4 mostra uma taxa de falha conceitual para tubos de distribuição de água, com quatro características esperadas segundo Scheidegger, Leitão e Scholten (2015): i) no início, uma elevada taxa de falhas decorrente de problemas de instalação, ii) após cada falha, um aumento brusco da taxa de falhas decorrente do estresse da reparação, iii) após cada falha, um aumento persistente porque os reparos enfraquecem a estrutura permanentemente, e iv) um aumento constante e lento ao longo do tempo devido à deterioração do tubo.

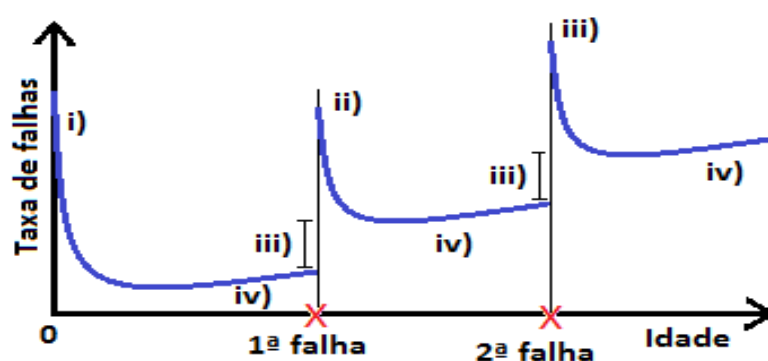


Figura 4. Taxa de falha em redes de distribuição de água
Fonte: Scheidegger, Leitão e Scholter, 2015

A dependência espacial da taxa de falha na falha de outros tubos do sistema não está representada na Figura 4, embora tenha sido relatado (KLEINER; RAJANI, 2001) que fracassos podem provocar falhas em tubos vizinhos devido a, por exemplo, alterações bruscas de pressão no sistema.

3.3.2 Censura na análise da vida útil

Um aspecto importante a ser observado em análise de dados de sobrevivência é a possibilidade de existência de dados censurados. A censura de dados ocorre quando para alguns indivíduos da amostra não é observada a realização do acontecimento de interesse durante o período em que esses indivíduos estão em observação.

Para redes de distribuição de água, os dados censurados, seriam a ausência dos dados de falha para determinados tubos que fazem parte da amostra e neste caso são relevantes dois tipos de censura: censura a esquerda e censura a direita.

Por exemplo, assumindo-se que n tubos idênticos são instalados em diferentes instantes do tempo e acompanhados até a primeira falha ou até o termino do período de estudo (Figura

5). Os tempos de vida útil são observados em X_2 e X_3 . A vida útil de X_1 e X_5 são dados censurados a direita, ou seja, desde sua instalação até o final do estudo não existiu registro de falha para aquele tubo. Dados censurados a esquerda é quando não existe registro de dados após a instalação da tubulação (X_4), ou seja, a falha aconteceu, porém não se tem conhecimento do momento da ocorrência, mas sabe-se que a duração do evento é menor que a observada.

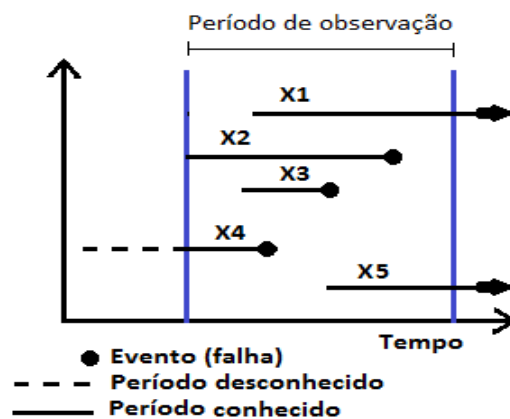


Figura 5. Dados censurados

3.4 Confiabilidade dos Sistemas de Distribuição de Água

3.4.1 Introdução

O desempenho dos sistemas de abastecimento de água é avaliado principalmente com base nas normas que regem o serviço de entrega de água aos clientes. Tais normas são geralmente estabelecidas em relação à quantidade, qualidade e confiabilidade do serviço. Os sistemas são constituídos principalmente de tubos, válvulas, reservatórios, redes e estações de bombeamento. Entre estes componentes, as redes de distribuição são tipicamente conhecidas por serem os ativos que mais demandam manutenção.

As deteriorações das redes de água em consequência do envelhecimento das tubulações reduzem o seu desempenho ao longo dos anos, entretanto outros fatores também contribuem no processo. De acordo com Kleiner e Rajani (2001), a deterioração pode ser classificada em duas categorias. A primeira é a deterioração estrutural, que reduz a resiliência estrutural dos tubos e sua capacidade de suportar as diferentes tensões que lhe são impostas. A segunda é a deterioração da superfície interna dos tubos resultando na redução da capacidade hidráulica, degradação da qualidade da água e menor resistência estrutural. Ambas as categorias contribuem para a redução da confiabilidade da rede de distribuição.

Segundo Kleiner (1997), a deterioração das tubulações pode se manifestar da seguinte forma:

- Aumento da taxa de rupturas nos tubos devido à deterioração da integridade estrutural, causando aumento nos custos de manutenção e de operação, aumento da perda de água tratada, interrupção do tráfego e de processos industriais, entre outros;
- Deterioração da qualidade da água na rede de distribuição devido à condição interna dos tubos, podendo favorecer eventos de sabor e odor, problemas estéticos e em casos extremos danos à saúde da população abastecida;
- Elevação da rugosidade absoluta e em consequência da perda de carga, ocasionando redução da capacidade hidráulica dos condutos, aumento do consumo de energia e redução da qualidade do serviço ao público.

A análise da confiabilidade de redes de distribuição de água é uma avaliação probabilística do fator risco/falha de um conjunto de tubulações com características semelhantes ou de tubos individuais e tem como principais objetivos a otimização de desempenho, redução de custos operacionais e a previsão de novas ocorrências de falhas.

A previsão de falhas é essencial para determinar o tempo ótimo de reabilitação das redes e também o quanto e onde reabitar prioritariamente. Estas definições são os fatores centrais no gerenciamento destes ativos e no planejamento de investimentos a longo prazo.

3.4.2 Causas das Falhas em redes de distribuição de água

As causas das falhas em tubulações têm sido identificadas por diversos autores (GOULTER; KAZEMI, 1988; ROSTUM, 2000; SHAMIR; HOWARD, 1979;). Segundo Rostum (2000), as variáveis mais importantes que descrevem a deterioração estrutural de redes de água podem ser agrupados em quatro categorias: variáveis estruturais ou físicas, variáveis externas ou ambientais, variáveis internas ou hidráulicas e variáveis de manutenção. Para cada categoria, o mesmo autor listou os possíveis fatores que ocasionam a falhas na tubulação (Tabela 3). A maioria dos fatores é constante com o tempo, mas em alguns casos podem ser variáveis, como por exemplo, a qualidade e a velocidade da água.

Tabela 3. Fatores que ocasionam as quebras em tubos de distribuição água

Variáveis estruturais	Variáveis ambientais /externas	Variáveis internas	Variáveis de manutenção
Localização da tubulação	Tipo de solo	Velocidade da água	Data de falha
Diâmetro	Cargas	Pressão da água	Data de reparo
Comprimento	Águas subterrâneas	Qualidade da água	Local da falha
Ano de implantação	Condição da base de assentamento	Transientes hidráulicos	Tipo de Falha
Material	Outras redes	Corrosão interna	Histórico de falhas
Método de junção/montagem	Taxa de vazamentos		
Proteção interna	Temperatura		
Proteção externa	Corrosão externa		
Classe de pressão			
Espessura da parede			
Profundidade da rede			
Condição do berço de assentamento			

Fonte: Rostum, 2000

Os itens a seguir descrevem os fatores comumente considerados que possuem grande impacto na falha das tubulações.

Idade e Período de Instalação

As falhas em sistemas de abastecimento de água apresentam diferentes características para períodos de instalação distintos. Essas características são mais dependentes da prática de construção, em cada período, do que do tempo desde a instalação (idade). Alguns períodos de construção têm uma maior taxa de ruptura do que outros, conforme constatado por Andreou, Marks e Clark (1987b) e Mailhot et al., (2000). Em alguns casos, as tubulações mais velhas são mais resistentes às falhas do que as mais jovens (ROSTUM, 2000). Goulter e Kazemi (1988) concluíram que a idade não deve ser o único fator usado para avaliar a condição da tubulação.

Corrosão

Existem dois tipos de corrosão, a interna e a externa. A corrosão interna depende das características da água transportada, como por exemplo, pH, alcalinidade, bactérias e teor de oxigênio, e a corrosão externa depende do ambiente ao redor do tubo, como por exemplo, tipo de solo. Segundo Kaara (1984), a corrosão externa é um fator importante para incorporar em modelos preditivos já que sua intensidade, ao contrário da corrosão interna, irá variar de tubo para tubo já que as condições do solo variam.

Diâmetro

Diversos estudos relacionam um maior número de falhas aos tubos com diâmetros pequenos (ANDREOU, 1986; DEBÓN et al., 2010; EISENBEIS, 1994; KETTLER; GOULTER, 1984; ROSTUM, 2000).

A alta frequência de falhas para as pequenas dimensões de tubo pode ser explicada pela força reduzida da tubulação, espessura de parede, articulações menos confiáveis para tubos menores e também velocidades mais baixas em redes de diâmetros menores resultando em assentamento de materiais em suspensão na água e proporcionando um ambiente favorável para o crescimento de bactérias.

Extensão da Rede

A extensão de tubulações difere entre os tubos e também entre um sistema de distribuição. Para tubulações longas (extensão superior a 1km), as condições externas, como as condições do solo e do tráfego podem variar ao longo do tubo. Andreou (1986) encontrou que a função de risco é aproximadamente proporcional à raiz quadrada do comprimento. Conclusões similares foram relatados por Eisenbeis (1994), Lei (1997) e Eisenbeis, Rostum e Le Gat (1999). Debón et al. (2010) concluíram que redes de comprimentos menores estão menos sujeitas a falhar.

Material da tubulação

Projetos mais antigos de implantação de redes de distribuição de água consistiam principalmente no uso de tubos de ferro fundido e cimento amianto, existindo uma forte correlação entre o material e o período de instalação da tubulação. Desta forma, é necessário analisar se as falhas são decorrentes da variável material ou idade. Nos últimos anos, novos materiais como o PVC (Policloreto de polivinila) e PEAD (Polietileno de Alta Densidade) foram introduzidos em larga escala para as redes água e as características destes tubos são muito diferentes, sendo necessária a análise seja realizada separadamente de acordo como tipo de material.

Variação Sazonal

Estudos que consideraram o clima como variável na ocorrência de falhas e realizados em dados de sistemas onde os invernos são rigorosos identificaram um maior número de falhas durante o inverno, como por exemplo, Eisenbeis (1994) no sistema de Bordeaux na França e Andreou (1986) no sistema de Nova York para tubos com diâmetros inferiores 200mm.

No Brasil em regiões grande variação climática, como por exemplo a região sul, os efeitos do clima podem ser usados em um estágio preliminar para determinar as causas de falha da tubulação. Entretanto, a inclusão dos efeitos climáticos como uma variável para a previsão de futuras falhas é complexa, visto que a evolução temporal desses fatores é desconhecida.

Condições e tipo do solo

As condições do solo afetam as taxas de corrosão externa e desempenham um papel importante na degradação da tubulação. Clark, Stafford e Goodrich (1982) utilizaram a presença de ambientes com solo corrosivo na análise de falha dos tubos, porém a correlação entre o comprimento do tubo locado em ambientes corrosivos e quebras não foi significativa.

Eisenbeis (1994) usou a condição do solo (solo corrosivo ou não) como uma variável. Rostum (2000) avaliou a influência dos tipos de solo argiloso, não argiloso, nativo e não nativo e conclui que tubos localizados em solo argiloso possuem taxa de falha superior aos demais e tubos implantados em área de solo nativo levam um tempo maior para a primeira falha em comparação aos tubos de áreas com material importado (solo não nativo).

Fracassos Anteriores

Diversos estudos concluíram que o número de fracassos anteriores ou todo o histórico de falhas de um tubo é um fator bastante significativo na previsão de falhas (ANDREOU,1986; EISENBEIS, 1994; WALSKI; PELLICCIA, 1982; YVES LE GAT,2009). As taxas de falhas podem aumentar a cada falha (segundo a ordem da falha) e o número de falhas anteriores afeta significativamente a função de risco de falhas.

Escavações nas proximidades

As escavações nos arredores de tubos, decorrentes de obras adjacentes (água, gás, esgoto, eletricidade, etc.), perturbam as condições de assentamento dos mesmos, resultando em falha. É uma variável ainda pouco considerada nos estudos.

Pressão

Pressão estática da água e picos de pressão em um sistema de distribuição podem resultar na falha da tubulação. Picos de pressão podem ocorrer quando as válvulas de água e de ar abrem e fecham durante as operações da rede. Andreou (1986) verificou que a pressão estática é significativa na modelagem de falhas de tubulação, entretanto a importância da variável foi baixa.

Uso do solo

O uso do solo (áreas residenciais, áreas comerciais, áreas de tráfego intenso, etc.) é utilizado é um fator substituto para as cargas externas sobre tubos. Eisenbeis (1994) utilizou o uso do solo sobre o tubo, pelo fator tráfego intenso e leve, como uma variável em modelos de falha. Debón et al. (2010) encontraram que redes situadas sob calçadas possuem taxas de falhas menores daquelas situadas em vias de tráfego.

3.5 Modelos Estatísticos de Falhas Existentes

Os modelos estatísticos de falhas são divididos em duas classes, determinísticos e probabilísticos. Os modelos determinísticos podem ainda serem divididos em modelos exponenciais e lineares e os modelos probabilísticos em modelos de múltiplas variáveis ou simples variável (Figura 6). A aplicação dos modelos probabilísticos é mais complicada, entretanto são mais precisos na previsão de falhas quando comparados aos modelos determinísticos (LARGE et al., 2015).

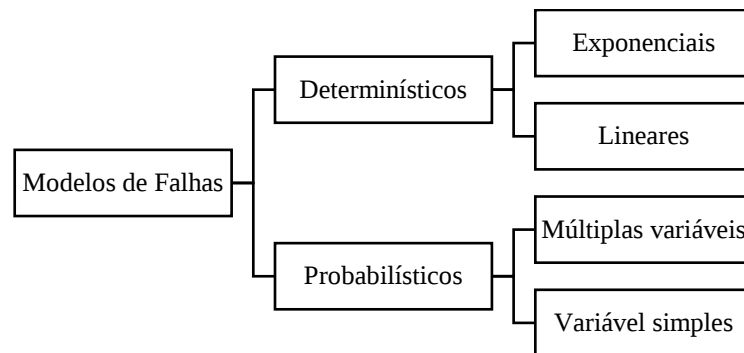


Figura 6. Classes dos Modelos Estatísticos de Falhas

3.5.1 Modelos Determinísticos

O determinismo é uma escola de pensamento que defende que a sequência de eventos e fenômenos é devido ao princípio da causalidade. Correlações podem ser descritas através da física ou por equações matemática cujos parâmetros podem ser determinados a partir de dados reais ou por opiniões de especialistas. Nos resultados dos modelos determinísticos apenas a média da variável estudada é levada em consideração, sendo esta a grande diferença em comparação ao modelo determinístico.

Os modelos determinísticos existentes consideram diferentes fatores com o objetivo de prever as taxas de falhas futuras, entretanto todos consideram, no mínimo, a idade dos tubos (Tabela 4). Neste modelo, a amostra de redes de água analisada precisa ser dividida em grupos uniformes e homogêneos no que diz respeito aos fatores que influenciam as falhas (idade, tipo de material, diâmetro, etc.), para que dois ou três parâmetros identifiquem um padrão verdadeiro de falha.

Tabela 4. Fatores considerados na previsão de falhas em diferentes modelos determinísticos

Fatores \ Modelos	Kettler et al., 1995	Jacobs et al., 1994	McMullen, 1982	Kanew-power	Vision	Shamir et al., 1979	Waslki et al., 1982	Clark, Stafford e Goodrich, 1982
Idade (tempo)	X	X	X	X	X	X	X	X
Material							X	X
Diâmetro								X
Comprimento		X			X			X
Nº de falhas anteriores					X	X	X	
Tipo de solo			X					X
Pressão da água					X			X
Nº de conexões					X			

Fonte: Large et al., 2015

O critério de agrupamento proporciona modelos de estrutura matemática de aplicação relativamente simples, porém com baixa qualidade de ajuste. Por exemplo, o modelo (CLARK; STAFFORD; GOODRICH, 1982) aparentemente o mais complexo, reflete a realidade com um coeficiente de determinação (R^2) igual a 0,47. O R^2 indica o quanto o modelo consegue explicar os valores observados, ou seja, como os dados observados se ajustam a uma linha ou curva. O R^2 varia de 0 (sem ajuste) a 1 (ajuste de 100%).

Modelos Determinísticos Exponenciais

Shamir e Howard (1979), é uma das referências mais citadas sobre modelagem de falhas em tubulação. Eles propuseram o uso da análise de regressão para obter um modelo de previsão de quebras baseado na idade da tubulação. As tubulações existentes e substituídas são consideradas no modelo. Baseado nos dados de falhas, o número de quebra por unidade de comprimento por ano é previsto pela equação (12):

$$N(t) = N(t_0) e^{A(t-t_0)} \quad (12)$$

onde $N(t)$ é a taxa de quebra (n° de quebra/km /ano) no ano t e $N(t_0)$ é a taxa de quebra inicial no ano t_0 . A é uma constante com unidade ano^{-1} . Após a substituição, o tubo é considerado "virtualmente livre de quebra" dentro do horizonte de planejamento. Shamir e Howard combinaram a previsão de quebra com dados econômicos para encontrar o tempo ótimo para a substituição.

Segundo Rostum (2000), as principais limitações deste modelo de regressão são:

- As previsões de quebras baseadas somente na idade tubulação são muito limitadas. Outros fatores, tais como, diâmetro do tubo, comprimento, pressão, material, solo, agressividade da água e número de quebras anteriores, são fatores significativos em quebras de tubulação e deveriam ser incluídos no modelo.
- O método não inclui informações sobre tubos que ainda não falharam.

Mesmo com as limitações mencionadas, o modelo de Shamir e Howard ainda é bastante utilizado em projetos para a previsão de falhas futuras devido a facilidade de aplicação do modelo (KAARA, 1984; SARZEDAS, 2009, SIQUEIRA, 2017).

Shamir e Howard (1979) usaram o modelo exponencial proposto por eles para analisar o custo de substituição das redes em termos de valor presente do reparo de quebras e do investimento. Na análise definem um tempo ótimo para substituição quando o custo total $C(t)$, representado pela equação (13), é minimizado.

$$C(T) = C_r e^{-rT} + \int_0^T L C_b N(t_0) e^{A(t+g)} e^{-rt} dt \quad (13)$$

onde C_b é o custo por reparo, C_r é o custo de substituição do tubo por km, T_s é o ano de substituição da tubulação, L o comprimento do tubo (km), i a taxa de desconto e I a idade da tubulação no tempo t .

Clark, Stafford e Goodrich (1982) usaram uma análise de custos de substituição única (semelhante a equação 13) para determinar o tempo ótimo de substituição de tubos.

Walski e Pelliccia (1982) propuseram um modelo de previsão de quebras semelhante ao de Shamir e Howard (1979) acrescentando dois fatores, o histórico de quebra e diâmetro da tubulação. A inclusão do primeiro fator baseou-se na observação de que uma vez que o tubo se quebra aumenta as chances de quebrar-se novamente e o segundo fator foi devido a diferentes taxas de quebras observadas em tubulações de ferro fundido com diâmetros distintos. O modelo é representado pela equação (14).

$$N(t) = C_1 C_2 a e b (t - k) \quad (14)$$

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

Clark, Stafford e Goodrich (1982) complementaram o modelo exponencial e transformaram-no em um modelo de duas fases. Eles observaram uma defasagem entre o ano de instalação da tubulação e a primeira quebra, propondo então um modelo linear para prever o tempo decorrido até a ocorrência da primeira quebra e um segundo modelo exponencial para previsão do número de quebras subsequentes. Os modelos são representados pelas seguintes equações 15 e 16.

$$NY = x_1 + x_2 D + x_3 P + x_4 I + x_5 RES + x_6 LH + x_7 T \quad (15)$$

$$REP = y_1 e^{y_2 t} e^{y_3 T} e^{y_4 PRD} e^{y_5 DEV} SL^{y_6} SH^{y_7} \quad (16)$$

onde x_i e y_i são parâmetros de regressão, NY o número de anos desde a instalação até a primeira quebra, D o diâmetro da tubulação, P a pressão absoluta interior da tubulação, I a porcentagem de tubos sob áreas de desenvolvimento industrial, RES a porcentagem de tubos sob áreas de desenvolvimento residencial, LH o comprimento das tubulações em solo altamente corrosivo, T o tipo do tubo (1=metálico, 0=concreto armado), REP o número de reparos, PRD a pressão diferencial, t a idade do tubo desde a primeira quebra, DEV a porcentagem do comprimento de tubos em solos de baixa e moderada corrosividade, SL a área superficial de tubulações em solos com baixa corrosividade e SH a área superficial de tubulações em solos com alta corrosividade.

Modelos Determinísticos Lineares

McMullen (1982) apresentou um modelo de regressão que foi aplicado ao sistema de distribuição de água da cidade de Des Moines, Iowa, Estados Unidos. O estudo conclui que a corrosão é um fator importante em falhas de redes de água, visto que se observou 94% das falhas em solos com resistividade inferior a 2000 ohm.cm. Foram avaliados diversos modelos e o que apresentou melhor desempenho é descrito pela equação (17).

$$Ano = 65,78 + 0,028 Sr - 6,33 pH - 0,049 rd \quad (17)$$

onde ano é a idade do tubo na primeira falha, Sr é a resistividade do solo (ohm.cm), pH o pH do solo e rd o potencial de redução do solo (milivolts).

O coeficiente de determinação (R^2) para este modelo de regressão foi um valor considerado baixo/moderado de 0,375.

Segundo Kleiner e Rajani (2001), a desvantagem do modelo de McMullen (1982) é que o modelo prevê apenas o tempo da primeira quebra do tubo e conseqüentemente não pode ser utilizado como um modelo completo de previsão de falhas. Desta forma, pode ser interpretado como uma abordagem explícita da primeira e segunda fase da curva da banheira (Figura 3).

Kettler e Goulter (1984) sugeriram uma relação linear entre a quebra e a idade do tubo dada pela equação (18).

$$N = k_0 I \quad (18)$$

onde N é o número de quebras por ano, k_0 um parâmetro de regressão e I é a idade da tubulação.

Com base numa amostra de tubos instalados dentro de um período de 10 anos em Winnipeg, Canadá, eles encontraram uma correlação moderada (R^2 de 0,884 e 0,672 para tubos de cimento amianto e ferro fundido, respectivamente) entre a taxa de quebra anual e a idade do tubo.

A aplicação deste modelo é simples, semelhante ao modelo exponencial de Shamir e Howard (1979). Entretanto, as críticas feitas aos modelos exponenciais de dois parâmetros com relação à exigência de grupos homogêneos para considerar implicitamente variáveis adicionais também se aplicam a este modelo.

Jacobs e Karney (1994) através de análise de um conjunto de falhas em redes que ocorreram em Winnipeg (Canadá) definiram as falhas independentes (primeira falha de um conjunto falhas) aquelas que ocorrem mais de noventa dias após e/ou mais do que vinte metros de uma quebra anterior. O modelo proposto é expresso pela equação (19).

$$P = a_0 + a_1 L + a_2 Idade \quad (19)$$

onde P é a recíproca da probabilidade de dias sem falhas, L o comprimento da tubulação e a_0 , a_1 e a_2 são coeficientes de regressão.

Jacobs e Karney forneceram informações úteis das chamadas falhas independentes ao longo das adutoras. Seus resultados indicaram que as falhas independentes são distribuídas mais uniformemente do que o total de falhas ao longo das redes, principalmente em redes novas, porém não ficou claro se este fenômeno é geral ou exclusivo para o sistema de distribuição em Winnipeg. O modelo é restrito a previsão de quebras subsequentes e não pode ser aplicado para a previsão da primeira falha.

3.5.2 Modelos Probabilísticos

Os modelos probabilísticos são baseados na teoria da probabilidade, como por exemplo, o estudo matemático de fenômenos caracterizados pela aleatoriedade (evolução do número de falhas em um tubo, etc.). Os coeficientes da equação podem ser determinados a partir de dados reais ou pelo parecer de especialistas. Para estimar os parâmetros destes modelos deve-se primeiramente analisar estatisticamente os dados históricos. O método da máxima verossimilhança (ou log-verossimilhança) é o método mais utilizado para estimar os parâmetros destes modelos.

Os dados de entrada destes modelos geralmente são: as características dos tubos, o seu meio ambiente (tráfego, clima, solo, etc.) e suas falhas (tempo de falha, descrição, identificação do tubo, etc.). Todos os modelos são provenientes da teoria desenvolvida por (COX, 1972).

Cox (1972)

Cox (1972) propôs um modelo geral de previsão de falha denominado de Modelo de Risco Proporcional (PHM). É o modelo mais utilizado para análise de sobrevivência. Seja $h(t|z)$ a função de risco no tempo t para um tubo com vetor de variáveis z . O modelo de riscos proporcionais proposto por Cox (1972), é dado pela equação (20).

$$h(t|Z) = h_0(t)c(z'\beta) \quad (20)$$

onde $h_0(t)$ representa a função de risco básica para uma unidade quando $z' = 0$. z' é o vetor de variáveis ou variáveis independentes ($z = [z_1, z_2, z_3, \dots, z_p]$), $\beta = (\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_p)$ é o vetor de coeficientes a serem estimados e $c(z'\beta)$ é uma função positiva, que assume o valor 1 quando seu argumento é igual a zero.

A função de risco básica $h_0(t)$ representa o risco de um sistema quando o efeito de todas as variáveis do modelo é igual a zero, sendo interpretada como um componente de envelhecimento dependente do tempo. As variáveis representam fatores de estresses ambientais e operacionais que atuam sobre a adutora para aumentar ou reduzir o seu risco de falha.

Kaara (1984) e Andreou (1986) introduziram o uso do modelo de riscos proporcionais para a análise de falhas em redes de distribuição de água.

Marks, Andreou e Park (1985) foram os primeiros a propor a utilização do modelo de riscos proporcionais para previsão de falhas em adutoras de água considerando o tempo entre falhas consecutivas. A função de risco básica $h_0(t)$ proposta por Marks, Andreou e Park (1985) foi aproximada a uma função polinomial e é dada pela equação (21).

$$h_0(t) = 2 \times 10^{-4} - 10^{-5}t + 2 \times 10^{-7}t^2 \quad (21)$$

Técnicas de regressão múltipla foram utilizadas para determinar as variáveis que poderiam influenciar nas taxas de falhas. As variáveis mais significativas definidas por Marks, Andreou e Park foram o período de instalação, idade da tubulação na segunda ou maior falha, número de falhas anteriores e corrosividade do solo.

A $h_0(t)$ parabólica (t) proposto por Marks, Andreou e Park (1985), tinha um valor mínimo em $t = 28$ anos, o que significa que de acordo com as suas observações, a probabilidade de uma ruptura diminui à medida que o tubo "amadurece" após a instalação ou após a falha anterior. Em seguida, após cerca de 28 anos, o tubo começa (ou recomeça no caso de um tubo com falha anterior) sua deterioração e a probabilidade de falha aumenta nos próximos anos. O modelo foi testado com dois esquemas de censura e apresentou pouca sensibilidade para dados censurados a esquerda, que é uma característica importante visto que a maioria das empresas de água têm registros incompletos de quebras e reparos.

Andreou, Marks e Clark (1987a, 1987b) desenvolveram um modelo de risco proporcional de duas fases para o processo de falhas na tubulação. Eles observaram que os tubos raramente quebram logo após serem instalados, normalmente cada quebra adicional encurta o tempo para a próxima quebra e que após a terceira quebra, a taxa de quebras dos tubos é constante e independente do número de quebras anteriores e da idade do tubo. Desta forma, a fase inicial foi caracterizada por um menor número de falhas sendo representada pelo modelo de risco proporcional, enquanto que o último estágio, com múltiplas e frequentes falhas, foram representados por um modelo Poisson. O modelo de Poisson foi assumido com uma taxa de falha média constante e, assim, os tempos entre as quebras foram distribuídos exponencialmente com uma taxa média de falha estimada pela equação (22).

$$\lambda = e^{b^T z} \quad (22)$$

Uma vez que a função de risco para a distribuição exponencial é constante e igual à taxa média de falha, define-se a função pela equação (23).

$$h(Z) = e^{b^T z} \quad (23)$$

onde Z o vetor das variáveis, λ e β parâmetros de escala e forma e T o tempo da próxima falha.

Eisenbeis (1994) propôs uma abordagem semelhante ao modelo de risco proporcional de Andreou (1986), porém assumiu uma distribuição Weibull para a função de risco $h_0(t)$. O modelo proposto incluiu três estágios. O primeiro estágio descreve a função de risco para as tubulações que ainda não falharam. O segundo estágio descreve a função de risco da segunda a quarta falha, enquanto o terceiro estágio descreve a função de risco após a quarta falha.

O estudo que utilizou dados históricos de 33 anos do sistema distribuição de água de Bordeaux na França demonstrou que o número de falhas anteriores é fator mais importante na previsão de falhas e a idade na previsão da primeira falha. Para tubos com número de falha entre dois e quatro, a função de risco é menos dependente da idade e para tubos com mais de quatro falhas, a função de risco é constante. Para a previsão de falhas futuras para cada tubulação foi assumida uma distribuição exponencial. A partir do momento que a função de risco básica é um modelo de Weibull, o procedimento para a previsão de novas falhas é válido apenas no caso onde a distribuição de Weibull é reduzida para uma distribuição exponencial. Eisenbeis (1994) obteve boas previsões no número total de falhas para um período de onze anos.

Posteriormente, Eisenbeis, Rostum e Le Gat (1999) incluíram no modelo o número de falhas anteriores. O modelo foi implementado no software CARE-W PHM (EISENBEIS et al., 2002). Uma pequena modificação no modelo é apresentada por Le Gat e Eisenbeis (2000), onde somente uma única distribuição de Weibull é estimada para todos os tempos entre as falhas.

Lei (1997)

Lei (1997) propôs um modelo de vida acelerada para a previsão de falhas futuras, representado pela equação (24).

$$\ln(T) = \mu + x^T \beta + \sigma Z \rightarrow T = f(\mu, \sigma, Z) e^{x^T \beta} \quad (24)$$

onde T é o tempo para a próxima falha, Z a variável aleatória distribuída por Gumbel, σ o parâmetro a ser estimado por máxima verossimilhança e β o vetor dos parâmetros estimados por máxima verossimilhança.

O modelo de vida acelerada é um modelo paramétrico similar e alternativo ao modelo de riscos proporcionais. O modelo de riscos proporcionais assume que o efeito das variáveis é multiplicar a função de risco por uma constante, enquanto o modelo de vida acelerada assume que o efeito das variáveis é multiplicar o tempo previsto para o evento por alguma constante.

Lei (1997) aplicou os modelos de riscos proporcionais e de vida acelerada para o sistema de água de Trondheim na Noruega utilizando como variáveis os grupos de tubulação por idade, diâmetro e comprimento. Não foi observada significativa diferença entre os resultados dos dois modelos.

Malandain, Le Gauffre e Miramond (1998, 1999) e Malandain (1999)

Malandain, Le Gauffre e Miramond (1998, 1999) e Malandain (1999) com dados do sistema de abastecimento de água de Lyon na França utilizaram um modelo de regressão de Poisson para quantificar a influência das variáveis diâmetro, material e a localização do tubo (localizado em arruamento ou não) na taxa de quebra. O tempo desde a instalação não foi incluído no modelo. Primeiramente, os tubos foram agrupados de acordo com os fatores estruturais e ambientais. A taxa de falhas em função do tempo foi dividida em três intervalos diferentes e cada intervalo analisado separadamente. Na fase inicial a função de risco é crescente e um Modelo Weibull é assumido com base nos resultados de Eisenbeis (1994). Nas próximas fases é adotado um modelo exponencial (função de risco constante). No estudo os autores ressaltam que a abordagem proposta dever ser utilizada apenas para análise de grupos de tubulações e não para análise de redes individuais.

Herz (1996, 1997, 1998)

Uma nova distribuição estatística, chamada de distribuição Herz, foi introduzida por Herz (1996, 1997, 1998). O modelo é baseado no modelo matemático *Cohort-Survival* desenvolvido na Universidade de Karlsruhe. Neste modelo, a rede é dividida em grupos de homogêneos, como por exemplo, tubos instalados no mesmo ano, tubos de mesmo material e outras características influenciam no seu desempenho ao longo do tempo. A distribuição Herz foi desenvolvida especificamente para o envelhecimento de elementos de infraestrutura e caracteriza-se pelo aumento gradual da taxa de falha com a idade da tubulação até aproximar-

se de um valor limite. O autor denomina a taxa de renovação, como a função de risco para a vida útil da tubulação, na qual é dada pela equação (25).

$$h(t) = \frac{be^{b(t-c)}}{a+e^{b(t-c)}} \quad \text{para } t \geq c=0 \quad (25)$$

Onde os valores de a e b podem ser derivados empiricamente para períodos anteriores e tipos particulares de tubulações. Quando utilizados para previsões, esses parâmetros devem ser baseados em julgamentos experientes, ou seja, nas estimativas de sobrevivência de tubulações realizadas por técnicos e engenheiros (HERZ, 1996). A função de envelhecimento (com limites superior e inferior) deve ser estabelecida para cada grupo de tubulação. O modelo prevê a vida residual (remanescente da vida útil) para cada grupo de tubulação e pode ser usado para estimar necessidades de reabilitação.

Várias cidades europeias têm utilizado a distribuição Herz para o planejamento da renovação e reabilitação de redes de distribuição de água. O procedimento tem sido aplicado no software KANEW (DEB et al., 1998). Os autores concluíram que o KANEW é útil para avaliação da necessidade de futuras reabilitações, entretanto poderia ser otimizado com o desenvolvimento de melhores métodos para determinar os parâmetros da função de sobrevivência utilizando dados operacionais e de manutenção.

Segundo Rostum (2000) e Kleiner e Rajani (2001), as principais desvantagens da distribuição de Herz são:

- Não prevê a análise dos tubos individuais, o que implicado no uso do modelo apenas para analisar as necessidades de reabilitação de grandes grupos de redes de distribuição.
- A suposição de que o tubo atingiu o fim de sua vida útil ao ser substituído introduz uma fraqueza na aplicação do modelo, pois a decisão de substituir um tubo indica necessariamente que aquele tubo realmente chegou ao fim de sua vida útil.
- Não considera fatores importantes como a capacidade hidráulica e qualidade da água. O modelo assume que essas propriedades são uma função da idade e que são considerados pela função probabilidade de densidade da vida útil.
- Os parâmetros na distribuição Herz são baseados em taxas históricas de renovação e não de quebra. As taxas de renovação refletem opções políticas no passado (por exemplo, alocação de recursos) ou percepções em vez de julgamentos técnicos.

Gustafson e Clancy (1999)

Gustafson e Clancy (1999) descrevem um método para modelar a ocorrência de falhas em tubos de ferro fundido cinzento utilizando um processo semi-Markov. O processo semi-Markov implica que o tempo para a próxima falha é complementarmente independente do tempo entre as falhas anteriores, mas dependente da ordem da falha (1ª, 2ª, 3ª falha, etc.). O tempo para a primeira falha foi modelado com a distribuição Gama generalizada e as falhas subsequentes com uma distribuição exponencial. As distribuições do tempo entre falhas foram estimadas com a utilização do procedimento SAS LIFEREG (SAS Institute, 1990).

O modelo foi aplicado por Gustafson e Clancy (1999) no sistema de distribuição de água de Saskatoon, Canadá. Os dados foram divididos em três grupos segundo a espessura original da parede (espessura grossa, média e fina). Não foram utilizadas variáveis explicativas devido à falta de dados. Os autores constataram que o tempo médio para a primeira falha foi de 96, 44 e 34 anos para tubos com espessura da parede grossa, média e fina, respectivamente. Os tempos de espera (entre as falhas) para a segunda e falhas subsequentes tornou-se cada vez mais menor para todos os três grupos, até se tornarem aproximadamente constante.

O modelo também foi aplicado em outro sistema do Canadá por Osman e Bainbridge (2011).

Goulter, Davidsen e Jacobs (1993)

Goulter, Davidsen e Jacobs (1993) desenvolveram um método chamado *Break Clustering* para a quantificação da variação da taxa de falha associada ao agrupamento temporal e espacial (localização do reparo) de redes de água. Este método também é discutido por Goulter e Kazemi (1988), que utilizaram dados do sistema de Winnipeg. O primeiro passo utiliza um "esquema de referências cruzadas" para determinar o número médio de falhas que ocorrem em uma tubulação após a primeira falha. No segundo passo, uma regressão não linear é usada para determinar os valores de coeficientes para uma equação que obtém as alterações no número médio falhas subsequentes com variação no tempo e espaço. Esses parâmetros são aplicados a uma distribuição Poisson não-homogênea que prevê a probabilidade de uma falha subsequente em uma tubulação, considerando que a primeira falha já ocorreu. A distribuição Poisson não-homogênea utilizada não incluiu variáveis explicativas. O modelo é restrito para prever as quebras subsequentes, não pode ser utilizado na previsão da primeira falha e geralmente os dados necessários (localização do reparo) não estão facilmente disponíveis.

Rostum (2000)

Rostum (2000) apresenta o Processo de Poisson Não-Homogêneo (PPNH) com variáveis explicativas como um método para modelagem da taxa de falhas em tubulações de água, baseado na suposição de que a taxa de falhas aumenta com a idade da tubulação.

Foram utilizados registros de falhas de 9 anos do sistema de abastecimento de água de Troendheim na Noruega. As variáveis utilizadas foram o comprimento do tubo, diâmetro, tempo entre a implantação do tubo e o início dos registros de falha, número de falhas anteriores e tipo solo (argiloso=1, não argiloso=0, solo nativo=1 e solo não nativo=0).

O estudo concluiu que as variáveis explicativas utilizadas influenciam na taxa de ocorrência de falhas, como por exemplo: aumentar o comprimento e o diâmetro do tubo reduz o tempo até a falha e que tubos localizados em solo argiloso possuem taxa de falha superior aos demais. As variáveis de condições do solo se comportaram da mesma maneira em todos os modelos e a inclusão de outras variáveis significativas, como por exemplo, velocidade e pressão, podem otimizar o modelo. Ambos modelos PPNH e Weibull foram capazes de prever falhas na tubulação, entretanto o modelo de Weibull superestimou o número de falha em comparação com o PPNH.

A principal limitação do modelo PPNH está em não modelar a influência de falhas anteriores sobre a taxa de falhas.

O modelo de Rostum (2000) foi implementado em CARE-W-NHPP (EISENBEIS et al., 2002; SÆGROV et al., 2003) e em PARMS (BURN et al., 2003).

Economou, Kapelan e Bailey (2008) propuseram um modelo que pode ser visto como uma extensão do modelo de Rostum (2000). Na aplicação do modelo (ECONOMOU; KAPELAN; BAILEY, 2012; KLEINER; RAJANI, 2012) as variáveis consideradas foram o número de falhas, comprimento do tubo, diâmetro e variação de pressão. A variável idade ou período de instalação não foi utilizada.

Outro modelo muito similar ao de Rostum foi proposto por Kleiner e Rajani (2010). A principal inovação é que Kleiner e Rajani introduziram variáveis dependentes do tempo para considerar as influências sazonais sobre as rupturas de tubulações. O modelo foi implementado em I-WARP (KLEINER; RAJANI, 2010).

Mailhot et al. (2000)

Mailhot et al. (2000) apresentaram uma metodologia para estimar os parâmetros de calibração de modelos de falhas em sistemas que dispõem de poucos e/ou parciais dados históricos, como por exemplo, o sistema de Chicoutimi no Canadá, onde o estudo foi aplicado. As redes de distribuição de Chicoutimi possui idade superior a 100 anos, entretanto os registros de falhas eram de apenas 21 anos (1976 a 1996).

A metodologia proposta por Mailhot et al. (2000) investiga diferentes combinações do modelo Weibull e exponencial associadas com diferentes ordens de falhas (primeira falha, segunda falha, etc.). No estudo foram considerados quatro modelos de falhas (segundo a ordem de falha) e para cada modelo a função verossimilhança foi derivada e na estimativa dos valores de calibração foi utilizado o método numérico de otimização denominado algoritmo de Powell.

A metodologia utilizada permitiu identificar a década de 1960 como um período crítico para o município, visto que as tubulações instaladas nesse período falharam mais rapidamente do que de tubulações instaladas em outro período. Este resultado demonstrou que dois ou até modelos de falhas deve ser utilizado, sendo um para tubulações instaladas antes de 1960, um para aquelas instaladas na década de 1960 e um para após 1960. Os autores atribuíram ao tipo de material e técnicas utilizadas na instalação como as principais causas desta alteração de comportamento de falhas. Muitos autores também observaram que a falha da tubulação varia consideravelmente entre os períodos de instalação, podendo considerar este fato através da utilização de diferentes distribuições para diferentes períodos de instalação. Outros estudos estão sendo desenvolvidos pelos autores a fim de investigar o impacto do período de dados históricos disponíveis e de diferentes fatores de risco (material e diâmetro da tubulação) na qualidade dos resultados.

A estrutura do modelo é um pouco semelhante ao modelo de Gustafson e Clancy (1999), entretanto mais simples e com menos parâmetros para serem estimado, o que pode ser vantajoso para base de dados menores.

Outras aplicações do modelo também foram realizadas por Pelletier, Mailhot e Villeneuve (2003), Alvisi e Franchini (2010) e Toumbou et al. (2014).

Le Gat, (2009)

Yves Le Gat (2009) desenvolveu um novo modelo estatístico de previsão de falhas baseado em um processo de contagem e que depende não apenas das características dos tubos

e das condições externas, mas também da idade e falhas anteriores. O modelo é chamado de LEYP (*Linear Extension of the Yule Process*). Dentro da categoria de modelos probabilísticos para a previsão de falhas o modelo LEYP é um dos modelos mais importante e avançado disponível. Sua construção decorreu basicamente do benchmarking dos modelos de falhas realizado durante o projeto europeu CARE-W. O trabalho realizado enfatizou os pontos fortes e fracos (por exemplo não considerar falhas passadas) do modelo NHPP (Processo de Poisson não homogêneo), inicialmente proposto por Rostum (2000) como a principal ferramenta para modelagem de falhas em redes de água.

O processo de Yule é uma ferramenta clássica para modelagem de ocorrência de eventos repetidos. Convencionalmente, a extensão linear do processo de Yule (LEYP) consistem em adicionar memória dos eventos passados para o Processo de Poisson Não Homogêneo (NHPP).

Recentemente, uma descrição mais curta do modelo foi publicada em Le Gat (2014). O modelo foi utilizado em diversos estudos de caso (MARTINS; LEITÃO; AMADO, 2013; CLAUDIO; COUALLIER; LE GAT, 2014 e LE GAT, 2014) e as variáveis utilizadas em todos os casos foram o comprimento e diâmetro do tubo, com exceção de Martins, Leitão e Amado (2013), que consideraram também a localização da tubulação, condições de assentamento (berço), tipos de conexão e dados climáticos.

O modelo LEYP foi implementado em dois softwares: CASSES (RENAUD et al., 2012) e AWARE-P (CARDOSO et al., 2012).

Scheidegger et al. (2013)

O modelo proposto por Scheidegger et al. (2013) baseia-se na suposição de que o tempo para a primeira falha pode ser modelado como distribuição de Weibull e todos os subsequentes tempos entre falhas com uma distribuição exponencial. Esta suposição resulta em uma taxa de falha inflexível que não pode representar a deterioração ao longo do tempo e é apenas influenciado parcialmente pelas falhas anteriores. Entretanto, essas simplificações reduzem o número de parâmetros e, facilitam a obtenção de distribuições anteriores que podem ser importantes para uma base de dados pequena. O modelo foi aplicado com utilização de dados do sistema de água de Lausanne na Suíça e implementado no software R (R DEVELOPMENT CORE TEAM, 2012).

3.5.3 Softwares Auxiliares na Previsão de Falhas

Diversos modelos de previsão de falhas em redes de distribuição de água foram implementados em softwares como ferramentas de auxílio aos gestores dos sistemas no gerenciamento destes ativos. A Tabela 5 apresenta os softwares utilizados mundialmente e os modelos probabilísticos implementados em cada.

Tabela 5. Modelos implementados em softwares

Software / Model	Weibull	Poisson	NHPP	LEYP
CARE-W-PHM	X			
CARE-W-Poisson		X		
CARE-W-NHPP			X	
CASSES				X
AWARE-P			X	X
SIROCO				X
PARMS		X		X
MOSARE	X	X		
PREVOIR				X
I-WARP		X		

Fonte: Large et al., 2015

Geralmente os softwares possuem apenas um único modelo de previsão de falhas, como por exemplo o software CARE-W-PHM contém o modelo Weibull. Entretanto, alguns softwares contêm mais de uma opção para a modelagem da distribuição estatística conforme a quantidade de dados de entrada disponível. Como por exemplo, no software MOSARE, se a quantidade de dados do sistema é muito pequena, o método a ser utilizado é uma análise multicritério, caso a quantidade de dados seja maior, o modelo de Poisson é aplicado e caso exista uma grande quantidade de dados, utiliza-se o modelo de Weibull.

A maior parte dos softwares de modelagem de falhas são resultados de grandes projetos internacionais na área de Gestão Patrimonial de Infraestruturas.

CARE-W

CARE-W (*Computer Aided Rehabilitation of Water Networks*) foi um projeto que teve início em 2001 e término em 2004, com o objetivo desenvolver um sistema para o planejamento de reabilitação de redes de distribuição de água para apoiar as empresas europeias de água nas decisões sobre a renovação de seus sistemas de abastecimento (SAEGROV, 2005). O projeto contou com a parceria de treze instituições, que representaram oito países da Europa e coordenado pelo SINTEF (*Foundation for Scientific and Industrial Research*) na Noruega.

O produto final do projeto foi um Sistema de Apoio à Decisão para a Reabilitação, que inclui o controle de indicadores de desempenho para a reabilitação e análises para o planejamento anual de reabilitação e de investimentos.

As ferramentas de previsão de falhas do software são CARE-W-PHM, CARE-W-Poisson e CARE-W-NHPP, que utilizam os modelos de riscos proporcionais, Poisson e Poisson não-homogêneo, respectivamente. Estas ferramentas demandam de um banco dados de falhas das tubulações suficientemente precisos, com a listagem das falhas e datas de ocorrência.

SIROCO

SIROCO (*Système Intégré d'aide au Renouvellement Optimisé des COnduites adapté aux petites et moyennes collectivités distributrices d'eau potable*) foi um projeto financiado pela Ministério da Pesquisa da França com o objetivo de proporcionar um sistema integrado de suporte à decisão para reabilitação de rede de distribuição de água, destinado a pequenas e médias empresas (RENAUD, et al., 2007). O projeto contou com a colaboração do Cemagref (*French Institute for Agricultural and Environmental Engineering Research*), da empresa francesa G2C Environnement e um consorcio entre dezesseis companhias de água.

O projeto SIROCO baseou-se parcialmente no projeto CARE-W como diferencial de ser direcionado para pequenas e médias empresas, que geralmente contam com uma base de dados limitada. A metodologia do SIROCO envolveu a criação de um banco de dados que associa os dados de várias empresas. Ele baseia-se em um Sistema de Informação Geográfica (SIG), que permite a organização estruturadas dos dados. Estes dados podem ser utilizados como covariáveis na previsão de falhas através do modelo LEYP e como indicadores de análise multicritério.

CASSES

CASSES é um software, desenvolvido pelo instituto Francês de pesquisa Cemagref, para análise e previsão de falhas em redes de distribuição de água que utiliza o modelo estatístico LEYP. Os dados obrigatórios para modelagem são: data de instalação do tubo, material, comprimento e datas de ocorrência das falhas. Entretanto o software também é capaz considerar outras variáveis como corrosividade do solo, o tráfego, a profundidade, etc.

Segundo Renaud et al. (2012) o software CASSES pode ser utilizado como um “escravo” de uma aplicação integrada, ou seja, o usuário pode produzir automaticamente os arquivos de dados de entrada, posteriormente usar o software CASSES para calibrar o modelo e calcular as previsões de falhas. Em seguida, pode utilizar os resultados selecionados para executar no SIROCO e realizar a análise de reabilitação dos tubos.

AWARE-P

O software AWARE-P é uma ferramenta integrante do Projeto AWARE-P (*Advanced Water Asset Rehabilitation Portugal*). O objetivo do projeto AWARE-P era desenvolver e implementar em serviços públicos de água um processo estruturado de gestão de ativos de infraestrutura. O projeto que teve a duração de 3 anos (2009 a 2011) contou com uma equipe internacional de Pesquisa e Desenvolvimento e instituições como a Entidade Reguladora de Serviços de Águas e Resíduos de Portugal (ERSAR), Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Portugal (LNEC), SINTEF e Instituto Superior Técnico de Portugal (IST). Os produtos resultantes do projeto foram guias técnicos, estudos de caso, cursos de formação, publicações e software para o planeamento e apoio à decisão na reabilitação. Muitos dos produtos estão disponíveis gratuitamente.

A metodologia de gestão e os métodos de análise desenvolvidos são apoiados pelo software. O software AWARE-P permite visualizar, diagnosticar e avaliar sistemas de abastecimento de água, águas residuárias ou águas pluviais, através de um portfólio de modelos de desempenho, risco e custo, tanto a nível global e quanto níveis mais detalhados. Permite também comparar alternativas de planeamento ou projetos utilizando métodos padronizados que facilitam na escolha e na tomada de decisões (VITORINO et al., 2012). A ferramenta de previsão de falhas do software baseia-se nos modelos PPNH e LEYP.

PARMS

PARMS (*Pipeline Asset & Risk Management System*) é um conjunto de integramado de modelos computacionais projetados para auxiliar na gestão das redes de abastecimento de água, desenvolvido pelo CSIRO (*Commonwealth Scientific and Industrial Research Organisation*) da Austrália. O software permite o planeamento de longo prazo e auxilia na priorização de curto prazo a ser desenvolvido para as necessidades estratégicas para as companhias de água e

é compostos por três programas: PARMS Reloaded (PARMS Planning e PARMS Priority), PARMS ICT e PARMS Risk.

Através do PARMS Planning é realizado a previsão de falhas nas redes de distribuição baseada nos modelos estatísticos Poisson não homogêneo e LEYP. Uma das vantagens do PARMS Planning em comparação com seus antecessores (PARMS Priority) é que o software permite a aplicação para a maioria dos materiais de rede, prevê falhas para tubos individuais e considera diversos fatores na previsão de falhas e custos, tais como comprimento, pressão material, diâmetro, idade, localização, etc. (MOGLIA; BURN; MEDDINGS, 2005)

I-WARP

O software I-WARP (*Individual Water mAn Renewal Planner*) é resultado de um projeto de pesquisa apoiado pelos serviços públicos de água dos Estados Unidos e Canadá e financiado pelo NRC (*National Research Council of Canada*) e AwwaRF (*American Water Works Association Research Foundation*). I-WARP baseia-se no processo de Poisson não-homogêneo para a modelagem da taxa de falhas e permite tanto a inclusão de variáveis estáticas (material, extensão, idade, etc.) quanto dinâmicas (clima, pressão, etc.) (KLEINER; RAJANI, 2010).

3.6 Conclusão

Todo sistema de distribuição de abastecimento de água está exposto às variáveis que podem ocasionar e acelerar a deterioração das tubulações e consequentemente a quebra. Os modelos estatísticos de previsão de falhas em redes de água é uma das principais ferramentas que nos últimos anos vem sendo amplamente estudadas e utilizadas para a gestão destes ativos.

A escolha do modelo para previsão de falhas está relacionada principalmente com a base de dados disponíveis, como por exemplo, informações sobre histórico de falhas e das variáveis (diâmetro, material, etc.) e consequente a qualidade destes dados influenciam diretamente nos resultados do modelo.

A Tabela 6 apresenta um resumo das referências em previsão de falhas abordadas no Capítulo 3 e os modelos propostos por cada.

Tabela 6. Modelos probabilísticos para previsão de falhas

Referências	Modelos Determinísticos
Shamir e Howard (1979)	Exponencial
Walski e Pelliccia (1982)	Exponencial
McMullen (1982)	Linear
Kettler e Goulter (1984)	Linear
Jacobs e Karney (1994)	Linear
Referências	Modelos Probabilísticos
Cox (1972)	Modelo de Risco Proporcional (PHM).
Lei (1997)	Modelo de vida acelerada
Malandain, Le Gauffre e Miramond (1998, 1999) e Malandain (1999)	Poisson
Herz (1996, 1997, 1998)	Distribuição Herz
Gustafson e Clancy (1999)	Processo semi-Markov
Goulter, Davidsen e Jacobs (1993)	<i>Break Clustering</i>
Rostum (2000)	Processo de Poisson Não-Homogêneo (PPNH)
Mailhot et al. (2000)	Weibull e exponencial
Le Gat, (2009)	LEYP (<i>Linear Extension of the Yule Process</i>).
Scheidegger et al. (2013)	Weibull e exponencial

4. METODOLOGIA

A pesquisa apresenta um estudo de caso com a aplicação do modelo probabilístico LEYP de previsão de falhas. O estudo de caso foi realizado para a rede de distribuição de água da cidade de Sidrolândia, Mato Grosso do Sul, Brasil (Figura 7). Apresenta-se também um estudo de viabilidade econômica de reabilitação, considerando os resultados obtidos de previsão de falhas.

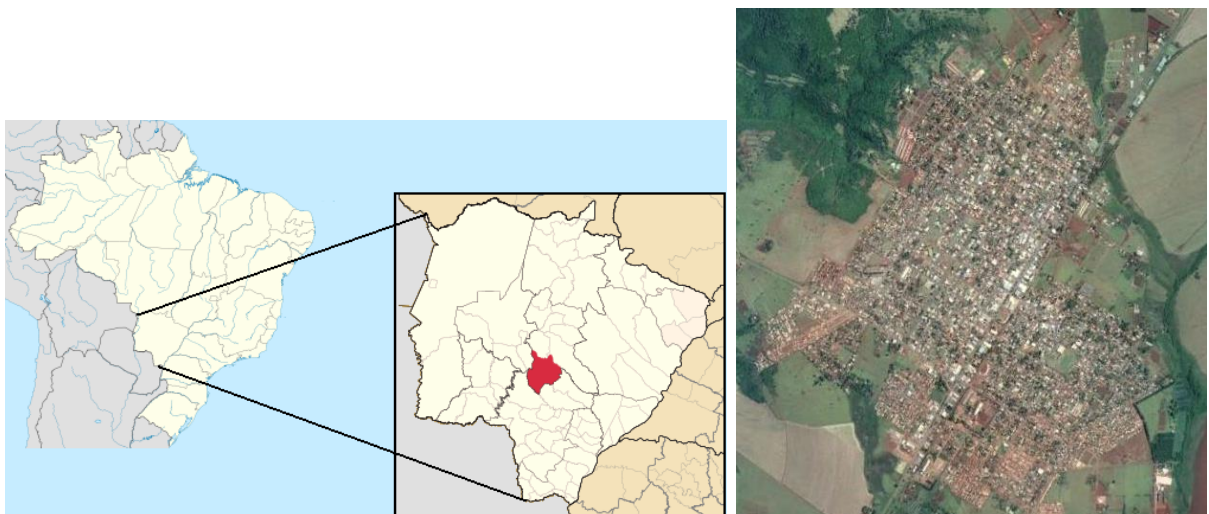


Figura 7. Localização do município de Sidrolândia, Mato Grosso do Sul, Brasil e imagem área do perímetro urbano.

4.1 Dados Gerais do Sistema de Abastecimento de Água

O sistema de água da cidade de Sidrolândia é abastecido por captações subterrâneas e após tratamento distribuída por 94,65 km de rede atendendo a uma população de 33.400 habitantes.

O comprimento médio da tubulação é 160 metros e a média da idade é 28 anos. O índice de perdas na distribuição é 21,01 m³/dia/km (SNIS, 2016) e de 43,96% conforme o balanço hídrico apresentado na Figura 8.

Volume de Entrada (m³/ano)	Consumo Autorizado (m³/ano)	Consumo Faturado (m³/ano)	Consumo Medido Faturado	1.355.989	Água Faturada (m³/ano)	1.356.159
			Consumo NÃO Medido Faturado	170		
		Consumo NÃO Faturado (m³/ano)	Consumo Medido NÃO	0		
			Consumo NÃO Medido NÃO Faturado	121		
	Perdas de Água (m³/ano)	Perdas Aparentes (m³/ano)	Consumo NÃO Autorizado	3.854	Água NÃO Faturada (m³/ano)	1.064.360
			Imprecisão do HDs e Erro de Manuseio de Dados	189.838		
2.420.519		Perdas Reais (m³/ano)		870.547		

Figura 8. Balanço Hídrico do SAA de Sidrolândia (ano 2016).
Fonte: Sanesul

4.2 Dados sobre as Falhas nas Redes de Distribuição de Água

Os dados referentes às falhas no sistema de água da cidade foram obtidos do sistema de gestão das ordens de serviço, cedidos pela SANESUL³, e estão relacionados a reparos de vazamentos em redes e não à falha propriamente dita. A Tabela 7 apresenta o histórico de falhas em Sidrolândia para cada ano. Os dados disponíveis foram entre o período de 2003 a 2016, porém os dados que estavam completos foram somente no período de 2008 a 2016.

Tabela 7. Histórico de falhas por ano para Sidrolândia

Ano	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009
Nº de Falhas	10	9	16	23	29	45	91
Ano	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016
Nº de Falhas	103	129	91	80	119	237	196

Nos dados obtidos as tubulações mais antigas foram implantadas em 1982, ou seja, existem dados censurados à esquerda pois não existe o registro de falhas no período de 1982 a 2003 (Figura 9).

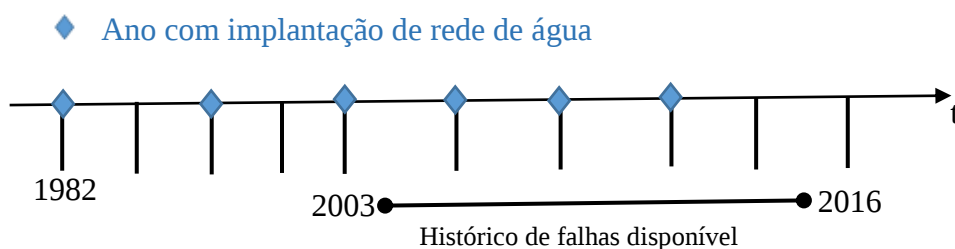


Figura 9. Representação da Linha do Tempo com o ano de implantação das tubulações e o histórico de falhas disponível

³ SANESUL é a empresa regional de saneamento do Estado do Mato Grosso do Sul

4.3 Aplicação de um Modelo de Probabilístico

Para a análise probabilística das falhas utilizou-se o modelo LEYP (Extensão Linear do Processo de Yule) com o auxílio do software CASSES⁴. Para esta aplicação foi necessário usar dados de falhas apenas para o período com dados completos (2008 a 2016). Infelizmente, 55% dos registros de falhas não puderam ser considerados na análise em decorrência da ausência de informações do trecho onde ocorreu a falha como, por exemplo, localização, idade, material e diâmetro.

Desta forma, foram analisados os dados de falhas de 371 trechos da rede de Sidrolândia, que totalizam uma extensão de 51,88 km, ou seja, a amostra englobou cerca de 55% da rede total da cidade.

4.3.1 Extensão Linear do Processo de Yule (LEYP)

O número de falhas em uma tubulação desde sua instalação até um tempo t são contabilizados por uma função aleatória $N(t)$ que inicia-se com $N(0) = 0$ e é incrementado por 1 a cada fracasso aleatório T_j . O objetivo da modelagem de $N(t)$ como uma extensão do processo de Yule é permitir o cálculo do número de falhas que possam ocorrer em qualquer intervalo de tempo e consequente ordenar os tubos mais relevantes para a reabilitação a curto prazo e planejar as estratégias a médio ou longo prazo.

De acordo com o modelo LEYP, a ocorrência de falhas repetidas é influenciada pelo processo de intensidade aleatório, definido como a probabilidade que $N(t)$, sofre um salto no instante t , ou equivalentemente como a expectativa de diferencial $dN(t) = N(t + dt) - N(t)$. A intensidade é a falha instantânea.

Para o uso prático do modelo LEYP na gestão de ativos, é importante conhecer a distribuição do possível número de falhas em um intervalo de previsão $[c, d]$ dado m falhas que ocorreram no intervalo de observação $[a, b]$, conforme apresentado na Figura 10.

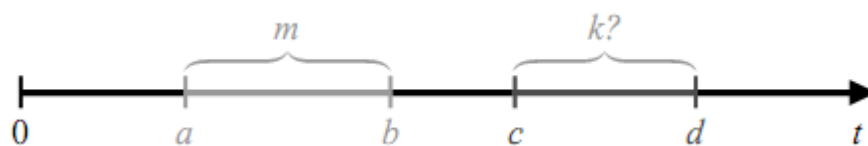


Figura 10. Intervalos de observação e de previsão

⁴ O Software CASSES foi desenvolvido pelo Cemagref e cedido para uso nesta pesquisa.
<https://casses.irstea.fr/en/documentation/>

O número condicional de eventos em $[c, d]$ dado o número de eventos em $[a, b]$, segue uma Distribuição Binominal Negativa:

$$\{N(t) - N(s) | N(b) - N(a) = j\} \quad (26)$$

$$\sim NB(\alpha^{-1} + j, \frac{\mu(b) - \mu(a) + 1}{\mu(t) - \mu(s) + \mu(b) - \mu(a) + 1}) \quad (27)$$

Neste caso a distribuição de tempo entre as falhas são dados pela aplicação da equação:

$$P\{T_{j+1} - T_j > x | T_j\} = \exp(-(1 + \alpha j)[\Lambda(T_j + x) - \Lambda(T_j)]) \quad (28)$$

Uma característica importante de um modelo de previsão de falhas é que ele deve permitir distinguir a probabilidade de falha em diferentes tubulações por seus diferentes atributos. Assim, a função de intensidade pode ser baseada por covariáveis de tubulação, definida pela equação (26):

$$E_\theta\{dN(t) | N(t-), Z\} = (1 + \alpha N(t-)) \delta t^{\delta-1} e^{z^t \beta} dt \quad (29)$$

com o vetor de parâmetros: $\theta^T = (\alpha \delta \beta)$

A função considera o efeito multiplicativo das falhas anteriores, do envelhecimento e das variáveis que caracterizam a tubulação, através dos seguintes fatores:

- Fator Yule $(1 + \alpha N(t-))$: é linear e representa o efeito das falhas anteriores através do parâmetro escalar α . Reflete na tendência das falhas se acumularem nos mesmos tubos.
- Fator Weibull aumenta a taxa de falhas em função do envelhecimento através do parâmetro escalar δ .
- Fator Cox $e^{z^t \beta}$ torna o modelo LEYP pertencente a classe dos modelos de riscos proporcionais, com características semelhantes aos modelos lineares generalizados através do coeficiente β .

Aplicando-se o Método da Máxima Verossimilhança é possível estimar os parâmetros de LEYP:

$$\begin{aligned} \ln L(\alpha, \delta, \beta | T, x, n, a, b) &= \\ &= \sum_{i=1}^m (n_i \ln \alpha + \ln \Gamma(\alpha^{-1} + n_i) - \ln \Gamma(\alpha^{-1}) - (\alpha^{-1} + n_i) \ln[\mu(b_i) - \mu(a_i) + 1] \\ &+ \sum_{j=1}^{n_i} \ln \lambda(t_{ij}) + \alpha \Lambda(t_{ij})) \end{aligned} \quad (30)$$

onde m é o número de tubos; $n = \{n_i\} \ i = 1, \dots, m$ com n_i representando o número de falhas no tubo i ; $a = \{a_i\} \ i = 1, \dots, m$ com a_i representando a idade do tubo i no início das observações; $b = \{b_i\} \ i = 1, \dots, m$ com b_i representando a idade do tubo i no fim das observações; $X = \{x_i\} \ i = 1, \dots, m$ representando o vetor de covariável do tubo i ; e $T = \{t_{ij}\} \ i = 1, \dots, m \ j = 1, \dots, n_i$ com t_{ij} representado a idade do tubo i na ordem de falha (primeira, segunda, terceira, quarta, etc.).

Após a estimativa dos parâmetros, a probabilidade de falha pode ser calculada. Por exemplo, a probabilidade de um tubo falhar durante $[s,t]$, sabendo que ele falhou j vezes durante $[a,b]$, é dado pela equação:

$$\begin{aligned} &P\{N(t) - N(s) > 0 \mid N(b) - N(a) = j\} \\ &= 1 - P\{N(t) - N(s) = 0 \mid N(b) - N(a) = j\} \\ &= 1 - \left(\frac{\mu(b) - \mu(a) + 1}{\mu(t) - \mu(s) + \mu(b) - \mu(a) + 1} \right)^{\alpha^{-1} + j} \end{aligned} \quad (31)$$

A previsão do número de falhas é obtida calculando o valor esperado de LEYP, utilizando pela equação (32):

$$E[N(t) - N(s) \mid N(b) - N(a) = j] = (\alpha^{-1} + j) \frac{\mu(t) - \mu(s)}{\mu(b) - \mu(a) + 1} \quad (32)$$

4.3.2 Aplicação do Modelo e Definição de Parâmetros

Conforme estudos realizados (ROSTUM, 2000; CLAUDIO, K., COUALLIER, V., LE GAT, 2014; MARTINS, 2011), os dados foram divididos em grupos de acordo com o tipo de material e as análises das estatísticas realizadas separadamente para cada grupo (Tabela 8).

Tabela 8. Grupos de Tubulações		
Grupo	Nº de Tubulações	Extensão Total (km)
PVC	277	36,55
CA	94	15,33

Os modelos estatísticos foram calibrados com os dados de falha para um período de seis anos (2008-2013). Os modelos foram verificados com previsão das falhas nas tubulações para os três anos seguintes (2014 e 2016), e os resultados comparados com os dados observados (Figura 11).

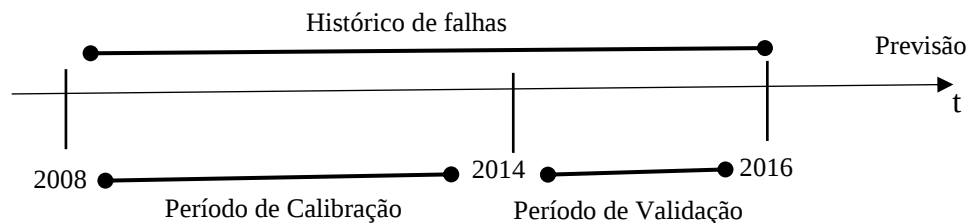


Figura 11. Procedimento para calibração e verificação do modelo estatístico

Para o uso do software e aplicação do modelo é obrigatória a inclusão das variáveis:

- Comprimento do tubo em metros
- Idade da tubulação (inserida no software como o ano de implantação)
- Material
- Data da ocorrência das falhas

Além das variáveis obrigatórias, outras duas foi possível de serem extraídas do banco de dados e cadastro técnico e também incluídas na análise:

- Diâmetro do tubo em milímetros
- Pavimentação: variável indicando se o pavimento onde o tubo está localizado é asfalto (AS) ou terra (TE). O tipo de pavimento (terra ou pavimentação asfáltica) pode indicar se o local é de tráfego intenso ou leve, assim como foi avaliado por Eisenbeis (1994).
- Pressão média na tubulação

A Figura 12 ilustra os arquivos de dados de entrada importados no software.

#Falhas								
IDT	DDC							
	Data da Falhas							
	Dia							
	d/m/y							
1	22/05/2012							
1	09/10/2015							
5	16/04/2015							
5	23/04/2015							
6	11/05/2012							
6	12/05/2016							
9	29/10/2015							
10	30/09/2015							

#Trechos						
IDT	DDP	LNG	MAT	DIA	LOC	P
	Ano de Instalação	Comprimento	Material	Diametro	Local	Pressão
	Data	QUAN	QUAL	QUAN	QUAL	QUAN
	d/m/y	m		mm		
1	01/01/2008	73.3	PVC	50	TE	25.21
5	01/01/2003	220.85	PVC	50	AS	16
6	01/01/1999	233.98	PVC	50	TE	28.58
9	01/01/1983	102.65	PVC	50	TE	26.85
10	01/01/1983	102.65	PVC	50	TE	26.85
11	01/01/1983	102.25	CA	50	AS	17.74

Figura 12. Arquivos de dados de entrada importados no software

Após a inserção dos dados é necessária a definição dos parâmetros Alfa, Delta e Zeta, sendo eles definidos da seguinte forma:

- Alfa: parâmetro que considera o efeito das quebras anteriores. Quando não é significativo seu valor é igual a 0.
- Delta: parâmetro que considera efeito do envelhecimento. Quando não é significativo seu valor é igual a 1.
- Zeta: viés de sobrevivência seletiva e é utilizado para anular o efeito reabilitação anterior. Quando nenhuma reabilitação deve ser considerada seu valor é igual a zero.

Os parâmetros foram inicialmente definidos como $\alpha = 1$, $\delta = 0$ e $\zeta = 0$.

O modelo de calibração LEYP realiza testes estatísticos para verificar a significância dos parâmetros do modelo (α , δ e ζ) e o β relacionado aos índices das variáveis quantitativas e qualitativas escolhidas. O teste de significância é o teste qui-quadrado que fornece um valor-p para cada parâmetro. Se o valor-p for menor que 0,05, então o parâmetro é considerado significativo.

4.3.3 Análise de Viabilidade Econômica

A análise de viabilidade econômica da reabilitação dos trechos estudados foi realizada através das seguintes etapas:

1) Quantificação do volume de perdas reais de água

A partir do balanço hídrico do Sistema de Água de Sidrolândia foi estimado o volume de perdas reais de água decorrentes de vazamentos nas redes. A valoração desta perda foi realizada considerando um custo de produção da água (energia e tratamento) de 1,65 R\$/m³.

2) Quantificação do potencial de recuperação de volume de água e de receita

Calculado a partir do número de vazamentos evitados, considerando a reabilitação de 5% ao ano dos trechos, e do volume de água perdida por vazamento.

3) Quantificação dos investimentos anuais

Calculado a partir do número de trechos a serem habilitados por ano, considerando o custo de reabilitação de R\$150.000/km de rede

4) Quantificação dos custos operacionais evitados

A partir da redução da quantidade de reparos com a reabilitação da rede calculou-se os benefícios obtidos com o volume de água a ser recuperado. Foi considerada a redução de custos de produção da água e de custos operacionais com o reparo de rede. Adotou-se o custo de R\$200/reparo.

Foi considerado também um cenário de cobrança pelo uso da água, um dos instrumentos de gestão da Política Nacional de Recursos Hídricos, instituída pela Lei nº 9.433/97. Esta prática

ainda não foi implementada no estado de Mato Grosso do Sul, entretanto está fase de discussão pelos órgãos responsáveis.

Para este cenário, a redução do volume de água perdido resulta na redução do volume de água captado e consequentemente no valor da cobrança. A estimativa deste valor foi feita com base nos preços unitários da Agência das Bacias PCJ, no estado de São Paulo, de 0,0127 R\$/m³ para captação e 0,0255 R\$/m³ para o consumo de água bruta.

5) Elaboração do fluxo de caixa descontado

A análise financeira foi realizada pelo método do Valor Presente Líquido para uma taxa de juros de 12% a.a.. A expressão geral para a determinação do VPL é dada pela equação (33):

$$VPL = B \times FVP(i, n) - I - C \times FVP(i, n) \quad (33)$$

Onde B é o benefício uniforme (anual ou mensal), C é o custo uniforme (anual ou mensal), I o investimento (anual ou mensal) e FVP é o fator de valor presente, dado pela equação (34).

$$FVP = \frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \quad (34)$$

Sendo que i representa a taxa de juros anual e n o número de anos.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 Análise Exploratória dos Dados

A rede de distribuição de água de Sidrolândia é constituída por tubos em Policloreto de Vinila (PVC), Cimento Amianto (CA) e Ferro Fundido (FF) conforme apresentado na Figura 13. O diâmetro da rede varia de 50 a 300mm (Figura 14).

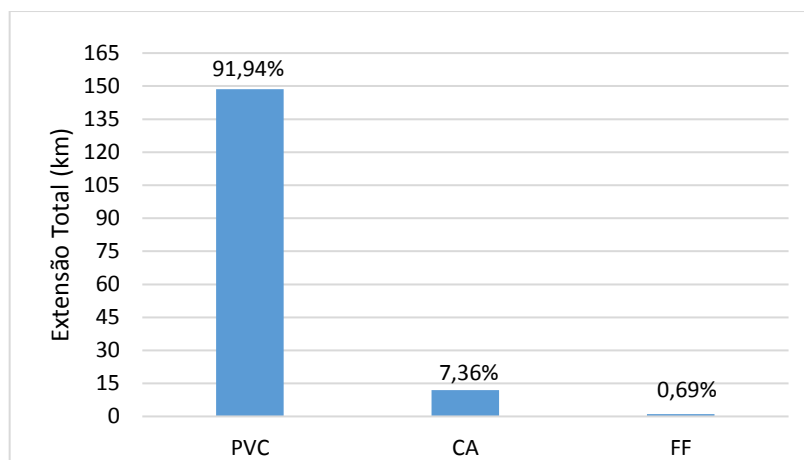


Figura 13. Distribuição por material da rede de distribuição de água de Sidrolândia-MS.

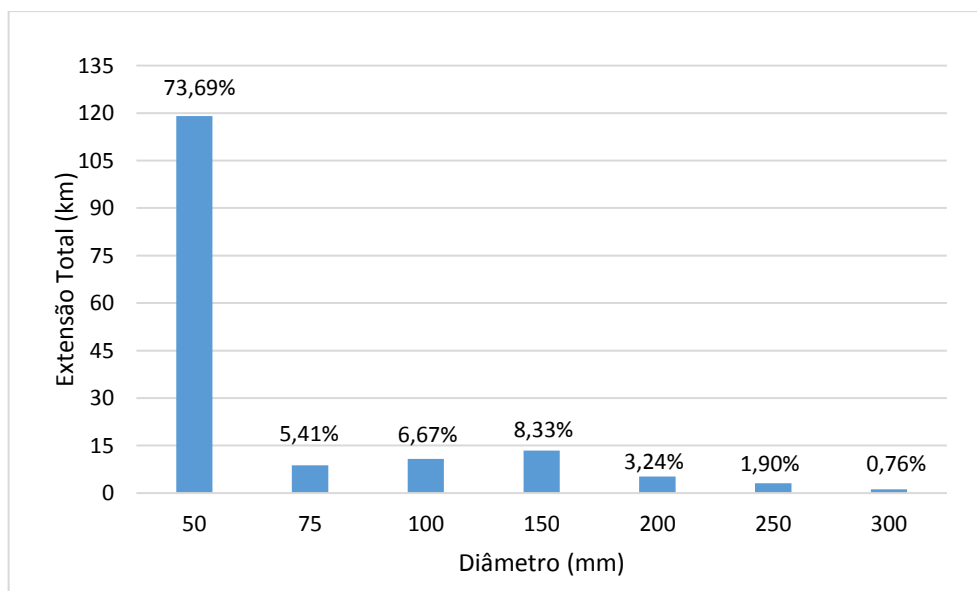


Figura 14. Distribuição por diâmetro da rede de distribuição de água de Sidrolândia-MS.

O índice de perdas na distribuição é de 42,02% e de 21,01 m³/dia/km (SNIS, 2016). O comprimento médio da tubulação é 160 metros e a média da idade é 28 anos.

A pressão média na rede é 25 mca e as pressões máximas, localizadas na região central da cidade, não ultrapassam de 40 mca. A Figura 15 apresenta o mapa temático das pressões nos horários de maior e menor consumo.

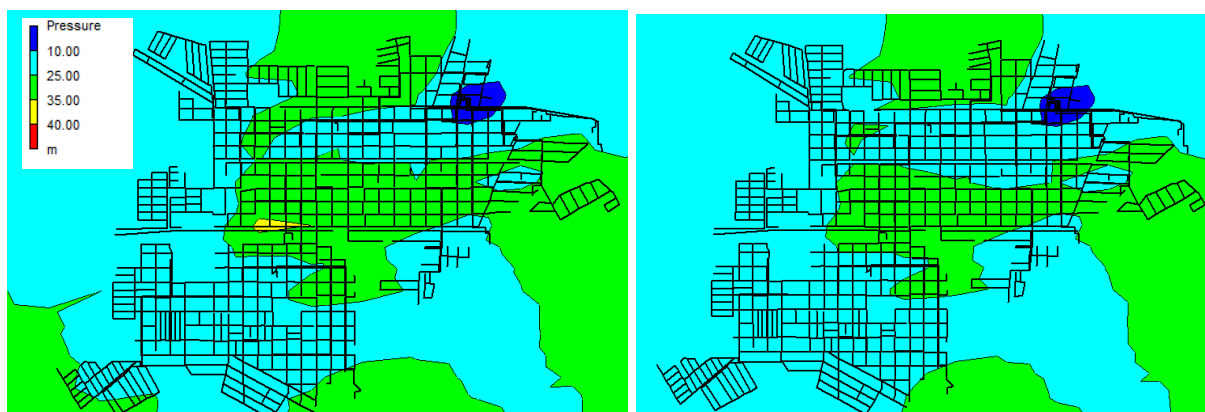


Figura 15. Pressões na rede do SAA de Sidrolândia-MS nos horários de menor (1:00) e maior (10:00) consumo.

As pressões em todo o sistema não possuem grande variação em decorrência da topografia regular do município.

Na Figura 16 apresenta-se a extensão da rede implantada por ano, entre 2002 e 2016, e a extensão de rede acumulada. Nota-se que no período analisado, os anos de 2012 e 2014 foram os anos em que ocorreram o maior número de obras de implantação de rede de água na cidade.

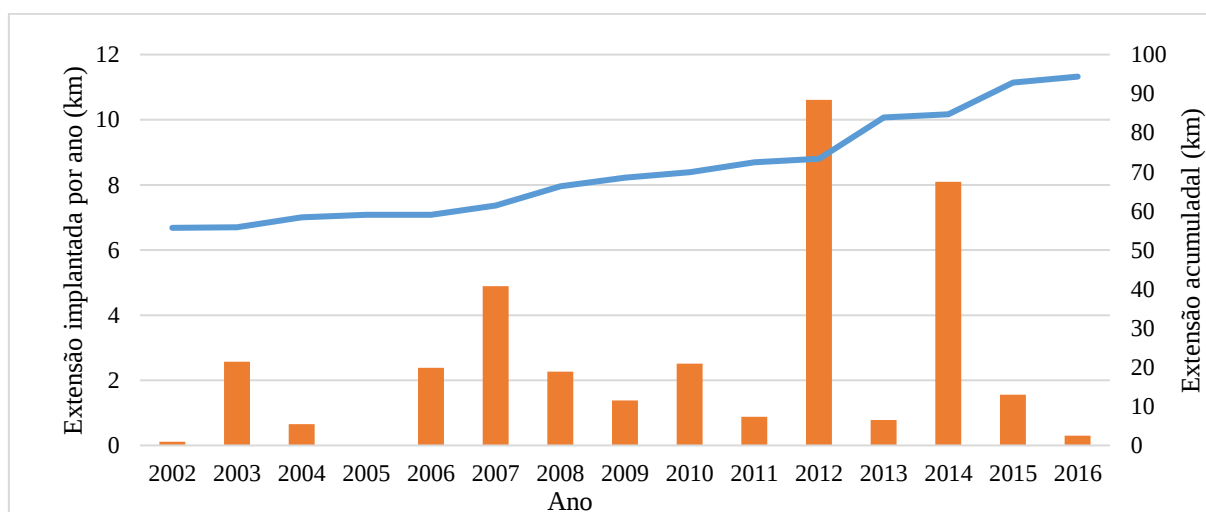


Figura 16. Extensão da rede de distribuição de água de Sidrolândia-MS

Os registros das extensões de rede implantadas para os anos anteriores a 2002 são inexistentes e através da Figura 9 observa-se que redes com idade superior a 15 anos (implantadas anterior a 2002) representam cerca de 60% da rede total do município.

A taxa de falhas (n° falhas/ km/ano) para o histórico obtido é apresentada na Figura 17. A taxa média de falhas para o período com dados completos é de 1,30 falhas/km/ano.

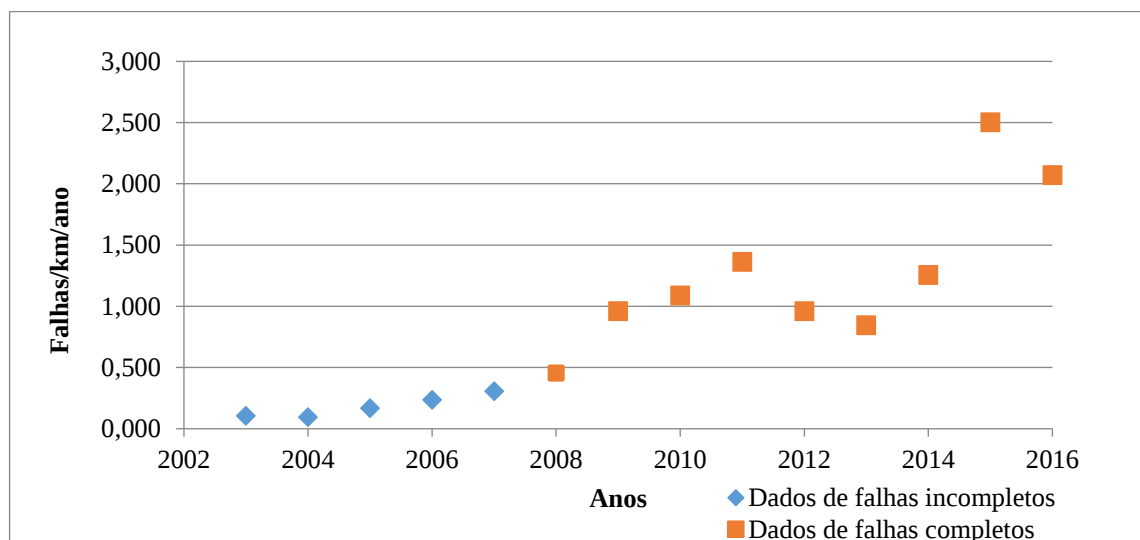


Figura 17. Taxa falhas na rede de distribuição de água de Sidrolândia-MS

5.2 Influência das Variáveis na Taxa de Falhas

Os valores dos parâmetros e de p (nível de significância) para cada grupo analisado e com as variáveis significativas são apresentados na Tabela 9.

Tabela 9. Resultados do modelo LEYP para cada grupo

Grupo	Parâmetro	Coefficiente	Valor-p
CA	LNG	0,001	0,010
	P	0,034	0,029
	DDP	< 0,001	1,688E-08
	PAV[AS]	0,447	0,040
Grupo	Parâmetro	Coefficiente	Valor-p
PVC	LNG	0,002	<0,001
	DDP	< 0,001	5,424E-09

As variáveis idade (DDP) e comprimento (LNG) foram significativas (valores de p superiores a 0,05) e assim tubos mais antigos e de maiores comprimentos estão mais sujeitos a falhar.

As variáveis pressão (P) e pavimentação (LOC) foram significativas apenas para os tubos de CA. Tubos expostos à maiores pressões possuem maior taxa de falha, assim como

tubos situados sob pavimentação asfáltica, que pode estar relacionado às regiões de maior tráfego de veículos.

As variáveis diâmetro e falhas anteriores, apresentaram valores de p inferior a 0,05 para os grupos de CA e PVC, desta forma não possuem influência na taxa de falhas.

5.3 Validação do Modelo

O princípio básico da validação é comparar as previsões de falhas com as falhas reais para um período observado, mas descartando o conjunto de dados utilizado para calibrar o modelo, conforme apresentado na Figura 11.

Os resultados da validação para cada grupo são apresentados na Figura 18. No período de 2014 a 2016, para o grupo CA ocorreram 92 falhas e o modelo foi capaz de prever 82 falhas, ou seja, 88% das falhas reais. Para o grupo PVC, ocorreram 267 falhas, com previsão do modelo de 195, que correspondem a 73% das falhas reais.

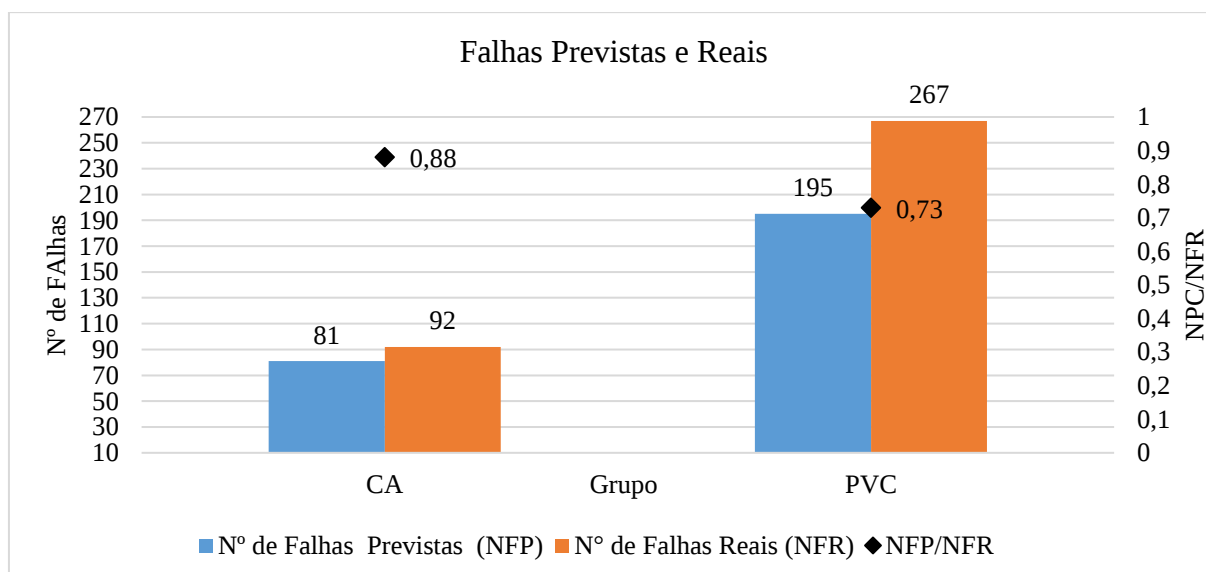


Figura 18. Resultados da Validação para os Grupos CA e PVC (Período Observado: 16/05/2008 – 14/12/2016 e Período Validado: 01/01/2014 – 15/12/2016).

Considerando o somatório dos dois grupos do número de falhas observadas e reais, tem-se a relação de 0,77, ou seja, da amostra total (tubulações de CA+PVC) o modelo foi capaz de prever 77% das falhas reais.

Após a calibração e validação, é calculada uma distribuição de probabilidade do número de falha para cada tubo e os tubos ordenados pelo número de falhas decrescente. As Figuras 19 e 20 apresentam a porcentagem de falhas evitadas em função da porcentagem de tubos

substituído para cada grupo analisado e para os dados observados e previstos pelo modelo. Em outras palavras, podemos interpretar os gráficos da seguinte forma:

- Para os tubos em CA a substituição de 45% das tubulações com maiores taxas de falhas poderia evitar cerca de 58% das falhas que ocorreram entre 2014 e 2016.
- Para os tubos em PVC a substituição de 45% das tubulações com maiores taxas de falhas poderia evitar cerca de 46% do total das falhas que ocorreram entre 2014 e 2016.

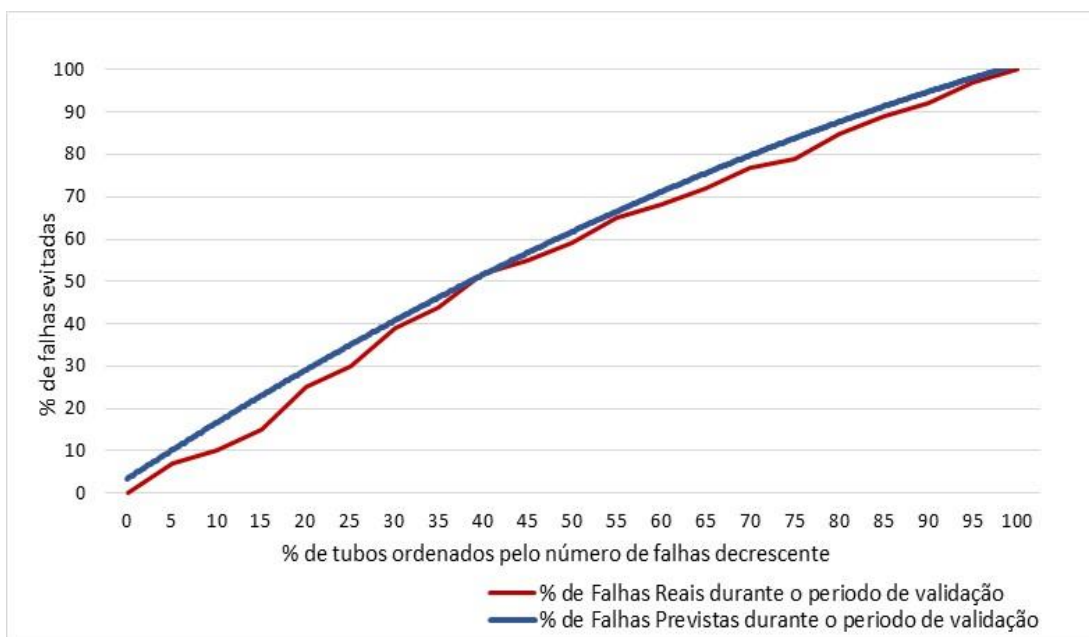


Figura 19. Porcentagem de falhas evitadas em função da porcentagem de tubos substituído para o grupo CA

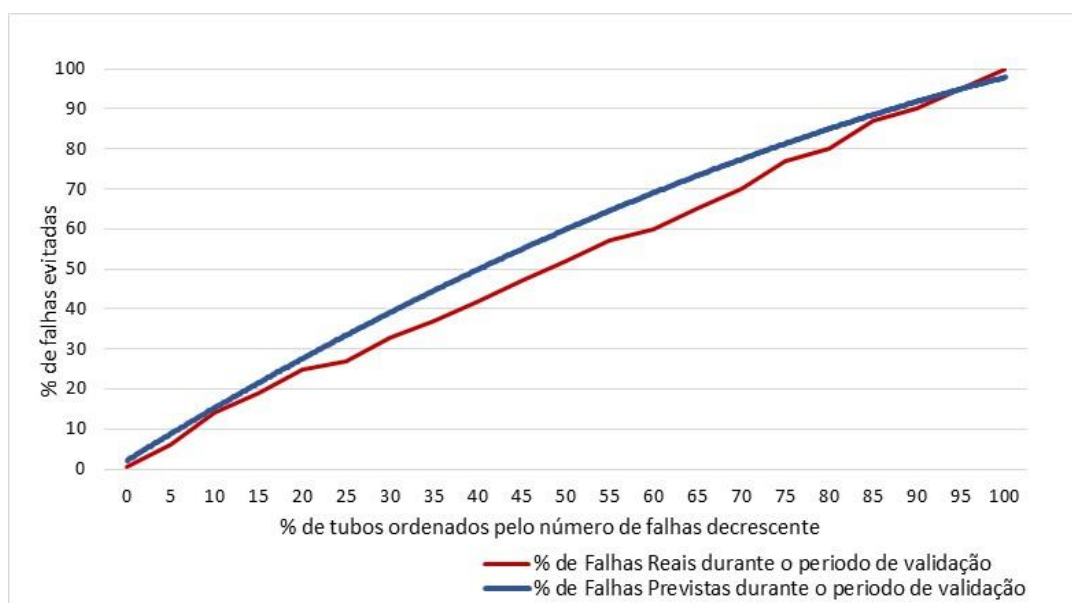


Figura 20. Porcentagem de falhas evitadas em função da porcentagem de tubos substituído para o grupo PVC

5.4 Previsão de Falhas Futuras

Através dos resultados de número de falhas previstos e taxa de falhas de cada trecho foi possível calcular ano a ano a quantidade total de falhas previstas nos próximos anos. Posteriormente, avaliou-se a evolução do número total de falhas comparado a diferentes taxas de reabilitação.

As Figuras 21 e 22 apresentam o número de falhas acumuladas previstas ao longo de 10 anos considerando diferentes porcentagens reabilitação, para o Grupo CA e Grupo PVC, respectivamente.

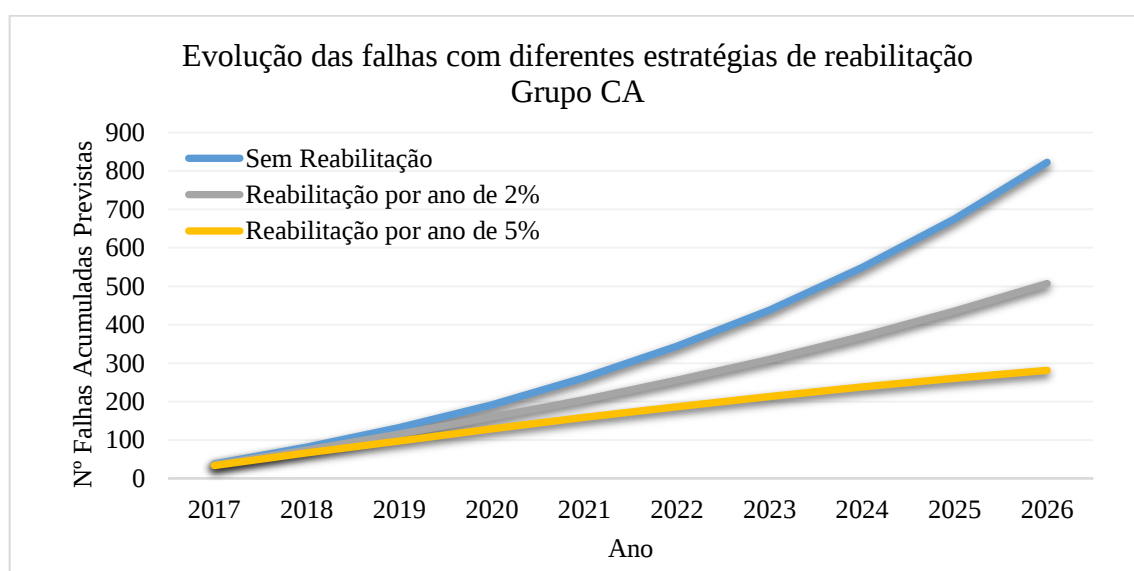


Figura 21. Evolução das falhas com diferentes estratégias de reabilitação para o Grupo CA

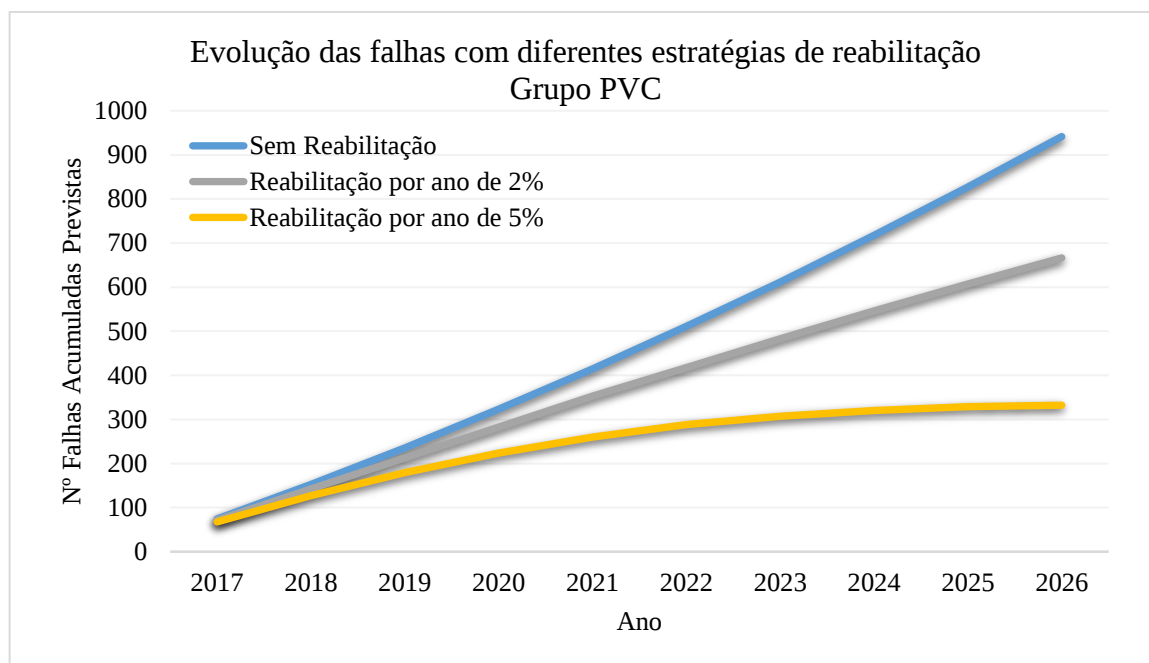


Figura 22. Evolução das falhas com diferentes estratégias de reabilitação para o Grupo PVC

Para o Grupo CA, se forem reabilitados 2% a.a. total de trechos analisados (94 trechos), o número de falhas em 10 anos reduzirá cerca de 40% e se forem reabilitados 5% a.a. reduzirá 65%. Para o Grupo PVC (277 trechos), a reabilitação de 2% e 5% ao ano dos trechos analisados, poderá evitar cerca de 30% e 65% do total de falhas previstas nos próximos 10 anos.

A partir da previsão de falha é possível também hierarquizar os trechos segundo o número de falhas previstas ao longo dos anos.

As Figuras 23 e 24 apresentam para cada grupo os cinquenta primeiros trechos com a maior quantidade de falhas previstas ao final de 10 anos, permitindo assim que a prestadora de serviço verifique quais trechos demandam maiores custos operacionais futuros, e dessa forma, priorizar as ações de reabilitação.

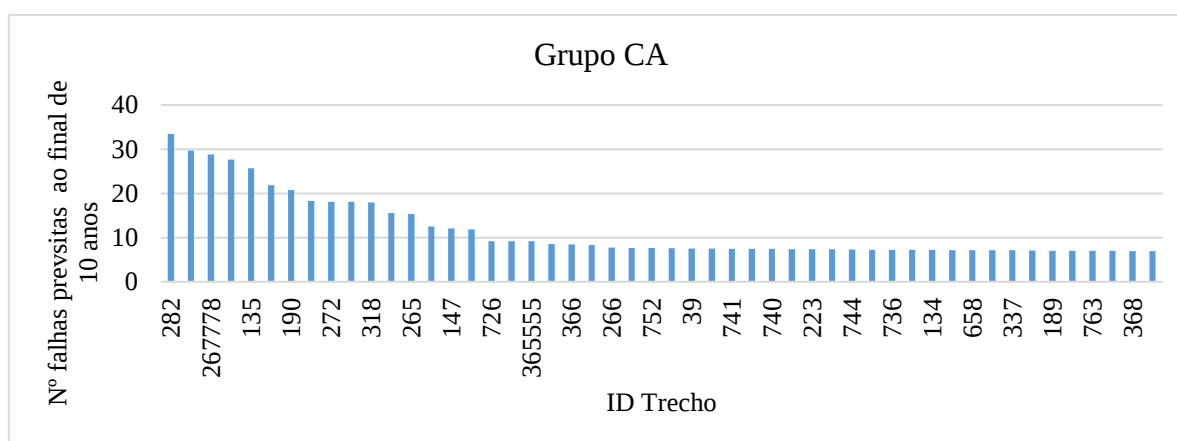


Figura 23. Cinquenta primeiros trechos com maior número falhas previstas ao final de 10 anos – Grupo CA

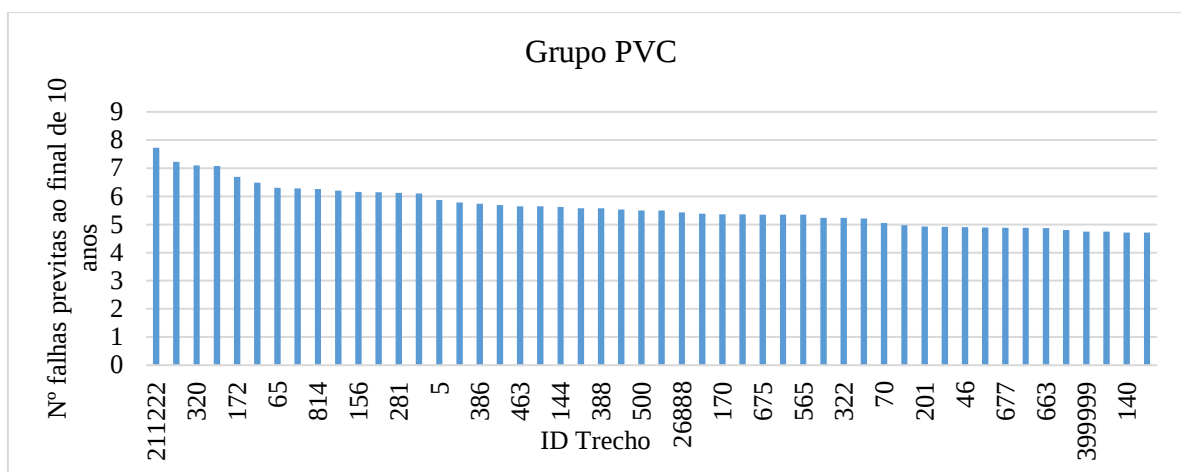


Figura 24. Cinquenta primeiros trechos com maior número falhas previstas ao final de 10 anos – Grupo PVC

5.5 Análise de Aplicabilidade

Siqueira (2017) utilizou os mesmos dados para a previsão de falhas aplicando o modelo determinístico exponencial proposto por Shamir e Howard (1979). Através da equação (35):

$$N(t0) = 0,3348e^{0,1527t} \quad (35)$$

onde $N(t)$ é o número de quebras por unidade de comprimento por ano no ano t .

Os resultados são apresentados na Tabela 10.

Ano	Total de Falhas Real	Total de Falhas Observado	Observado / Real
2003	19	19	1,00
2004	20	23	1,15
2005	22	27	1,23
2006	28	31	1,11
2007	34	38	1,12
2008	45	48	1,07
2009	91	57	0,63
2010	103	68	0,66
2011	130	82	0,63
2012	91	97	1,07
2013	80	129	1,61
2014	119	152	1,28
2015	237	194	0,82
2016	196	230	1,17
Total	1215	1195	0,98

Fonte: Siqueira, 2017

O estudo realizado por Siqueira (2017) também demandou um histórico de falhas para a aplicação do modelo, entretanto foi necessário apenas o número total de falhas por ano.

Foi possível constatar que apesar da aplicação do modelo determinístico exponencial ser mais simples (por não exigir o histórico de falhas por trecho de rede), o modelo não permite identificar os trechos com maior tendência de falha, como estratégia de priorização, e também não avalia a influência de variáveis na taxa de falha, como é desempenhado pelo modelo probabilístico LEYP.

5.6 Viabilidade Econômica da Reabilitação

Através dos resultados de previsão de falhas para os próximos 10 anos foi realizada a análise de viabilidade econômica da reabilitação dos trechos estudados.

A partir do balanço hídrico do sistema de água de Sidrolândia (Figura 8) e considerando que as perdas de água nas redes de distribuição representam cerca de 50% do volume total das perdas reais de água, tem-se que 435.274 m³/ano de água são perdidos decorrentes de falhas em redes.

Considerando a taxa média de falhas de 1,30 falhas/km/ano e a extensão de rede de Sidrolândia de 94,65 km, tem-se um total de 123 falhas/ano e um volume de água perdido por cada falha de 3.539 m³/falha/ano.

Com a quantidade de falhas previstas nos próximos 10 anos é possível calcular a água perdida em termos de receita e volume. A Figura 25 apresenta os resultados deste cálculo para as taxas de reabilitação de 0 e 5% a.a. considerando o total de falhas previstas por ano para os dois grupos de tubulações (PVC e CA).

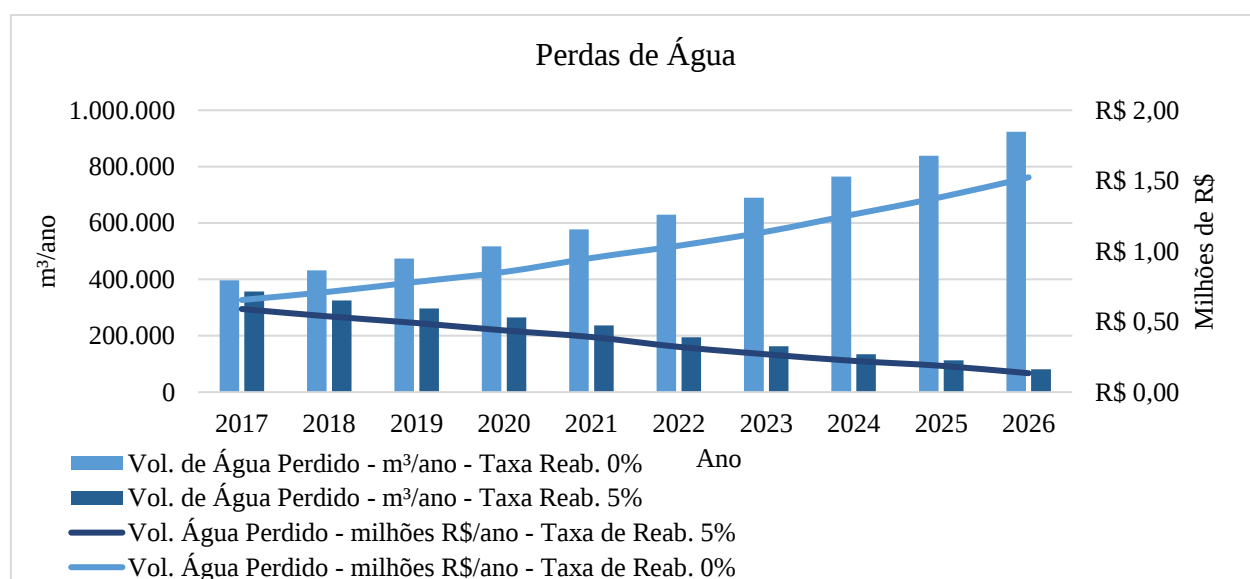


Figura 25. Previsão das perdas de água decorrente das falhas em rede para os grupos PVC e CA

Caso não ocorra reabilitação no sistema, ao final 10 anos serão perdidos 924 mil m³ de água, que representariam 1,52 milhões de reais. Com a reabilitação, o volume de água perdido reduziria cerca de 90%.

5.6.1 Potencial de Recuperação das Perdas de Água e Custos Evitados

A Tabela 11 apresenta os benefícios obtidos com a reabilitação da rede e a valoração dos mesmos a partir do volume de água recuperado e dos custos operacionais evitados, que inclui o custo reparo de redes e o valor pago pelo uso da água. A receita recuperada ao final de 10 anos seria cerca de R\$ 7,11 milhões de reais.

Tabela 11. Benefícios obtidos com a reabilitação da rede

Ano	Falhas evitadas (nº de falhas)	Vol. de Água Recuperado (m³)	Receita Recuperada			Receita Recuperada Total (milhões R\$) A+B+C
			Vazamentos evitados (R\$) - A	Vol. de água não explorado (R\$) - B	Reparos evitados (R\$) - C	
2017	11	38.926,90	64.229,38	1.487,01	2.200	0,0679
2018	30	106.164,27	175.171,04	4.055,48	6.000	0,1852
2019	50	176.940,45	291.951,74	6.759,13	10.000	0,3087
2020	71	251.255,43	414.571,47	9.597,96	14.200	0,4384
2021	96	339.725,66	560.547,34	12.977,52	19.200	0,5927
2022	123	435.273,50	718.201,28	16.627,45	24.600	0,7594
2023	149	527.282,53	870.016,18	20.142,19	29.800	0,9200
2024	178	629.907,99	1.039.348,19	24.062,49	35.600	1,0990
2025	205	725.455,83	1.197.002,13	27.712,41	41.000	1,2657
2026	238	842.236,53	1.389.690,27	32.173,44	47.600	1,4695
Total	1.151	4.073.169,09	6.720.729,00	155.595,06	230.200	7,11

5.6.2 Custo de Reabilitação da Rede

A Tabela 12 apresenta os valores de investimentos (CAPEX) anuais necessários para a reabilitação de 5% ao ano do total de trechos estudados.

Tabela 12. Extensão de rede a ser reabilitada e investimento necessário

Ano	Extensão total a ser reabilitada (km)	CAPEX (milhões R\$)
2017	6,06	R\$ 0,91
2018	5,13	R\$ 0,77
2019	3,92	R\$ 0,59
2020	2,04	R\$ 0,31
2021	2,32	R\$ 0,35
2022	2,25	R\$ 0,34
2023	2,13	R\$ 0,32
2024	2,00	R\$ 0,30
2025	3,15	R\$ 0,47
2026	3,01	R\$ 0,45
Total	32	R\$ 4,80

5.6.3 Fluxo de Caixa

A projeção do fluxo de caixa realizado é representada através da Tabela 13 e da Figura 26, onde podemos observar um Valor Presente Líquido (VPL) positivo de R\$ 230 mil ao final de 10 anos e tempo de retorno (TR) de 9 anos. Desta forma, considera-se viável um projeto de reabilitação para os grupos de tubulações analisadas neste trabalho.

Tabela 13. Representação do Fluxo de Caixa no período 1 a 10 anos

Ano	n	Investimentos (milhões R\$)	VPL dos Investimentos (milhões R\$)	Benefícios/Receita Recuperada (milhões R\$)	VPL Benefícios/Receita Recuperada (milhões R\$)	VPL Benefícios – Investimentos (milhões R\$)
2017	1	R\$ 0,91	R\$ 0,81	R\$ 0,07	R\$ 0,06	-R\$ 0,75
2018	2	R\$ 0,77	R\$ 0,61	R\$ 0,19	R\$ 0,15	-R\$ 0,47
2019	3	R\$ 0,59	R\$ 0,42	R\$ 0,31	R\$ 0,22	-R\$ 0,20
2020	4	R\$ 0,31	R\$ 0,19	R\$ 0,44	R\$ 0,28	R\$ 0,08
2021	5	R\$ 0,35	R\$ 0,20	R\$ 0,59	R\$ 0,34	R\$ 0,14
2022	6	R\$ 0,34	R\$ 0,17	R\$ 0,76	R\$ 0,38	R\$ 0,21
2023	7	R\$ 0,32	R\$ 0,14	R\$ 0,92	R\$ 0,42	R\$ 0,27
2024	8	R\$ 0,30	R\$ 0,12	R\$ 1,10	R\$ 0,44	R\$ 0,32
2025	9	R\$ 0,47	R\$ 0,17	R\$ 1,27	R\$ 0,46	R\$ 0,29
2026	10	R\$ 0,45	R\$ 0,15	R\$ 1,47	R\$ 0,47	R\$ 0,33
Total		R\$ 4,80	R\$ 2,99	R\$ 7,11	R\$ 3,22	R\$ 0,23

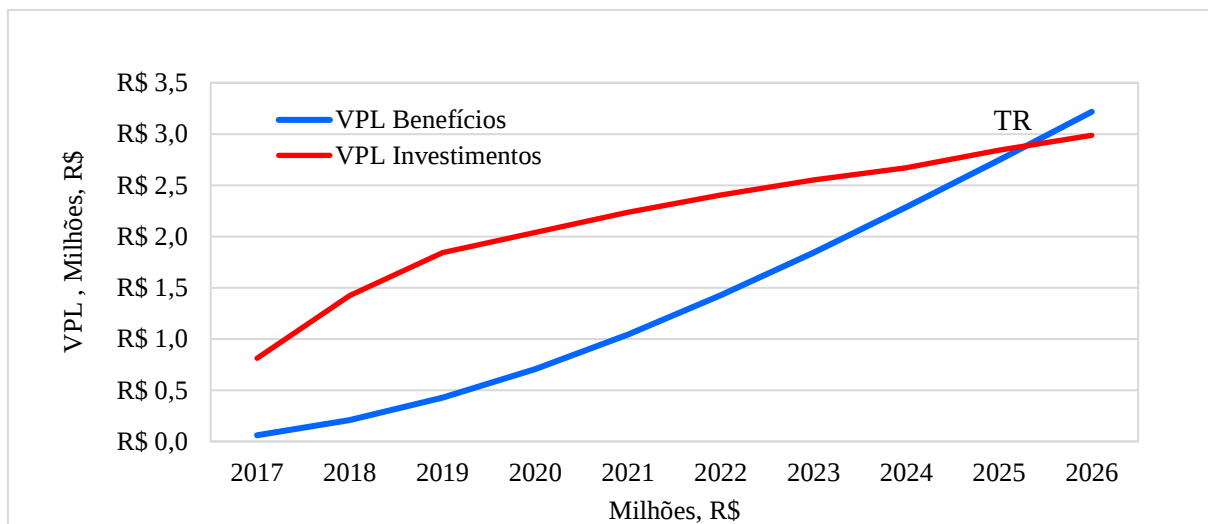


Figura 26. VPL da Receita e dos Investimentos ao longo de 10 anos

6. CONCLUSÕES

Este trabalho teve como objetivo identificar um modelo probabilístico passível de aplicação aos dados disponíveis de um sistema de abastecimento de água de pequeno porte (SAA de Sidrolândia-MS), avaliar o ajuste do modelo, a influências variáveis na taxa de falhas e também a viabilidade econômica da reabilitação para os trechos estudados. O trabalho também comparou a aplicabilidade do modelo probabilístico definido com o modelo determinístico exponencial.

O modelo probabilístico utilizado foi o modelo LEYP que para o período de validação (2014 a 2016) foi capaz de prever 88% e 73% das falhas dos Grupos PVC e CA, respectivamente.

A aplicação do modelo exponencial é mais simples, pois exige um histórico de dados mais simplificado. Entretanto, o modelo LEYP permite identificar de forma eficaz os trechos de rede com maior tendência de falha (Figuras 23 e 24). Além disso, o modelo LEYP permite também avaliar a influência das variáveis na taxa de falha (Tabela 9).

No caso estudado, observou-se para ambos grupos (CA e PVC) que tubos mais antigos e de maiores comprimentos estão mais sujeitos a falhar e para a tubulação em cimento amianto (CA), os tubos expostos à maiores pressões possuem maior taxa de falha, assim como tubos localizados sob pavimentação asfáltica. O número de falhas anteriores não foi significativo para os dois grupos, porém é importante ressaltar que a correlação entre os dados de falha para uma mesma tubulação foi realizada de forma manual (através do endereço/local do reparo), pois o banco de dados disponível não realiza esta correlação de forma automática. Assim, ao desconsiderar os dados de falhas que não tinham informações como localização, diâmetro da tubulação, etc., uma falha em um mesmo trecho também pode ter sido desconsiderada.

Assim, para sistemas com um histórico de falhas e das variáveis disponível por trecho de rede, indicamos o uso do modelo probabilístico, pois o modelo permite a hierarquização e a priorização dos trechos a serem reabilitados e também as medidas a serem tomadas para a redução da taxa de falhas, como por exemplo para o SAA de Sidrolândia, sugere-se evitar a implantação de trechos de grandes comprimentos e também pressões elevadas em redes de CA.

Com a análise econômica realizada constatou-se a viabilidade da reabilitação de trechos da rede estudada, através da técnica Valor Presente Líquido (VPL), o que resultou em um valor positivo igual a R\$ 230 mil ao final de 10 anos (Tabela 13). Contudo, é de grande importância salientar que a reabilitação de redes não envolve apenas benefícios financeiros, mas também

aqueles relacionados às questões ambientais, de saúde e segurança pública, de qualidade do serviço prestado, etc.

A quebra de um tubo é resultado de uma combinação de vários fatores. Os principais obstáculos para a aplicação de um modelo de falhas estão muitas vezes relacionados a qualidade da base de dados histórica e no levantamento das variáveis (físicas, ambientais e hidráulicas) a serem consideradas no modelo. A aplicação deste estudo permitiu identificar uma grande carência em sistemas de informações organizados e com inventários completos em grande parte das companhias brasileiras de água, pois muitas das informações necessárias para aplicação dos modelos não estão disponíveis, são limitadas e/ou desatualizadas, ou não estão organizadas em único sistema, principalmente em relação a variável ano de implantação (idade) da rede de água.

Entre os anos de 2005 e 2015, a extensão de rede água no Brasil cresceu cerca de 3,95% ao ano, que representa a implantação média de 19 mil quilômetros de redes por ano. Mesmo não sendo o crescimento desejável, visto que muitas cidades brasileiras ainda não são atendidas pelo serviço de abastecimento de água, passa a ser um número bastante representativo em termos do volume de água que pode estar sendo perdido decorrente das falhas (vazamentos) nestas redes.

No cenário atual, que tanto vem se falando na universalização dos serviços de saneamento, principalmente após a criação da Lei Federal do Saneamento Básico nº 11.445/07 e do Plano Nacional de Saneamento Básico (PLANSAB) que prevê a universalização dos serviços do saneamento básico até 2033, torna-se de grande relevância começarmos a nos preocupar com o envelhecimento das redes implantadas para que assim seja possível o planejamento da reabilitação futura destas redes. É essencial a conscientização dos prestadores de serviços quanto a necessidade de bancos de dados confiáveis, organizados e atualizados para o armazenamento de informações do sistema de distribuição desde sua implantação, para que os modelos de previsão de falhas possam ser aplicados e utilizados como ferramentas de apoio.

REFERÊNCIAS

ABNT NBR ISO 55000:2014. Gestão de ativos — Visão geral, princípios e terminologia.

ABNT NBR ISO 5462:1994. Confiabilidade e manutenibilidade.

ALEGRE, H. 2007. Gestão patrimonial de infra-estruturas de abastecimento de água e de drenagem e tratamento de águas residuais. LNEC, Lisboa, 385p.

ALEGRE, H.; COVAS D. 2010. Gestão patrimonial de infraestruturas de abastecimento de água. Uma abordagem centrada na reabilitação. Guia Técnico nº. 16, Série Guias Técnicos, ERSAR/LNEC/IST, Lisboa, 472 pp.

ALVISI, S.; FRANCHINI, M. 2010. Comparative analysis of two probabilistic pipe breakage models applied to a real water distribution system. Civil Engineering and Environmental Systems, Vol. 27, nº 1, p. 1-22.

ANDREOU, S. 1986. Predictive models for pipe break failures and their implications on maintenance planning strategies for deteriorating water distribution systems. Tese de Doutorado, MIT, Cambridge, MA.

ANDREOU, S. A.; MARKS, D. H.; CLARK, R. M. 1987a. A new methodology for modelling break failure patterns in deteriorating water distribution systems: Theory. Advance in Water Resources, Vol. 10, nº 1, p. 2-10.

ANDREOU, S.; MARKS, D.H.; CLARK, R.M. 1987b. A New Methodology for modelling Break failure Patterns in Deteriorating Water Distribution Systems: Applications. Journal of Advanced Water Resources, Vol. 10, nº 1, p. 11-20

BROWN, R.E.; HUMPHREY, B.G. 2005. Asset management for transmission and distribution. IEEE Power and Energy Magazine, 3(3), 39-45.

BSI PAS 55-1:2008 Asset Management (2008) Part 1: Specification for the optimised management of physical assets.

BURN, S. et al. 2003. Asset planning for water reticulation systems - the PARMS model. Water Science and Technology: Water Supply, Vol. 3 (1-2).

CARDOSO, M.A. et al. 2012. Urban water infrastructure asset management - A structured approach in four water utilities. Water Science and Technology.

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. Vol. 108, nº 3, p. 243-256.

CLAUDIO, K.; COUALLIER, V.; LE GAT, Y. 2014. Integration of time-dependent covariates in recurrent events modelling: application to failures on drinking water networks. Journal de la Societ e FranCaise de Statistique, França, Vol 55, nº 3, p. 62-77.

- COVAS, D. et al. 2015. Rehabilitation of water mains and storage tanks: technologies and decision support tools. TRUST, Manual of Best Practice, Vol. 5.
- COX, D. R. 1972. Regression models and life tables. *Journal of the Royal Statistical Society. Series B*, Vol. 34, n° 2.
- DEB, A.K. et al. 1998. Quantifying future rehabilitation and replacement needs of water mains. AWWA Research Foundation. Denver, CO.
- Débon, A. et al. 2010. Comparing risk of failure models in water supply networks using ROC curves. *Reliability Engineering and System Safety* 95(1), 43–48.
- ECONOMOU, T.; KAPELAN, Z.; BAILEY, T. 2008. A zero-inflated Bayesian model for the prediction of water pipe bursts. Conference: Water Distribution Systems Analysis.
- ECONOMOU, T.; KAPELAN, K.; BAILEY, T.C. 2012. On the prediction of underground water pipe failures: zero inflation and pipe-specific effects. *Journal of Hydroinformatics*, Vol. 14, n° 4, p. 872-883.
- EPA. 2003. Asset Management: A Handbook for Small Water Systems. United States Environmental Protection Agency.
- EPA. 2008. Asset Management: Asset Management: A Best Practices Guide. United States Environmental Protection Agency.
- EISENBEIS, P. 1994. Modélisation statistique de la prévision des défaillances sur les conduites d'eau potable. Tese de Doutorado. Universidade Louis Pasteur, Strasbourg.
- EISENBEIS, P.; ROSTUM, J.; LE GAT, Y. 1999. Statistical Models for Assessing the Technical State of Water Networks - Some European Experiences. Proceedings of annual conference of AWWA, Chicago, Illinois.
- EISENBEIS, P. et al. 2002. CARE-W WP2 Description and Validation of Technical Tools: D3 - Models Description. Report N°2.1. Research and Technological Development Project of European Community. Cemagref, Bordeaux.
- GOULTER, I.; KAZEMI, A. 1988. Spatial and Temporal Groupings of Water Mains Pipe Breakage in Winnipeg. *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 15, n° 1, p. 91-97.
- GOULTER, I.; DAVIDSEN, J.; JACOBS, P. 1993. Predicting Water-Main Breakage Rates. *Journal of Water Resources Planning and Management-Asce*.
- GUSTAFSON, J.M.; CLANCY, D.V. 1999. Modeling the occurrence of breaks in cast iron water mains using methods of survival analysis. Proceedings of annual conference of AWWA. Chicago.
- HERZ, R. 1996. Ageing processes and rehabilitation needs of drinking water distribution networks. *Journal of Water Supply Research and Technology Aqua*, Vol. 45 (5).

- HERZ, R. 1997. Rehabilitation of water mains and sewers. Water-Saving Strategies in Urban Renewal- European Approaches European Academy of the Urban Environment.
- HERZ, R. 1998. Exploring rehabilitation needs and strategies for drinking water distribution networks. *Journal of Water Supply Research and Technology Aqua*, 45 (6).
- JACOBS, P.; KARNEY, B. 1994. GIS development with application to cast iron water main breakage rate. 2nd International Conference of Water Pipeline Systems. Edinburgh, Scotland.
- KAARA, A.F. 1984. A decision support model for the investment planning of the reconstruction and rehabilitation of mature water distribution systems. Tese de Doutorado. MIT, Cambridge, MA.
- KETTLER, A. J.; GOULTER, I. C. 1984. An analysis of pipe breakage in urban water distribution networks. *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 2, nº 2, p. 286-293
- KLEINER, Y. 1997. Water Distribution Network Rehabilitation: Selection and Scheduling of Pipe Rehabilitation Alternatives. Tese de Doutorado. Universidade de Toronto, 221p.
- KLEINER, Y., RAJANI, B. 2001. Comprehensive review of structural deterioration of water mains: statistical models. *Urban Water*, Canada. Vol. 3, nº 3, p.131-150.
- KLEINER, Y., RAJANI, B. 2010. I-WARP: individual water main renewal planner. 10th International Conference on Computing and Control for the Water Industry. Sheffield, UK.
- KLEINER, Y., RAJANI, B. 2012. Comparison of four models to rank failure likelihood of individual pipes. *Journal of Hydroinformatics*, Vol. 14, nº 3, p. 659-681;
- LARGE A. et al. 2015. Decision support tools: Review of risk models in drinking water network asset management. *Vulnerability, Uncertainty, and Risk*, p. 587-597
- LE GAT, Y.; EISENBEIS, P. 2000. Using maintenance records to forecast failures in water networks. *Urban Water*, Vol. 2, nº 3, p. 173-181.
- LE GAT, Y. 2009. An extension of the Yule process for stochastic modelling of recurrent events. Application to the failures of pressure water mains. Tese de Doutorado. Cemagref Bordeaux.
- LE GAT, Y. 2014. Extending the Yule process to model recurrent pipe failures in water supply networks. *Urban Water Journal* 11(8).
- LEI, J. 1997. Statistical approach for describing lifetimes of water mains - Case Trondheim Municipality. SINTEF Civil and Environmental Engineering, Report No. 22F007.28, Trondheim, Noruega.
- MAILHOT, A. et al. 2000. Modeling the evolution of the structural state of water pipe networks with brief recorded pipe break histories: methodology and application. *Water Resources Research*. Volume 36, nº 10, p. 3053-3062.

- MALANDAIN, J., LE GAUFFRE, P.; MIRAMOND, M. 1998. Organising a Decision Support System for Infrastructure Maintenance: Application to Water Supply Systems. Proceedings of 1st International Conference on new Information technologies for decision Making in Civil Engineering. Montreal, p. 1013-1025.
- MALANDAIN, J.; LE GAUFFRE, P.; MIRAMOND, M. 1999. Modeling the aging of water infrastructure. Proceedings of the 13th EJSW, 8. Dresden University of Technology.
- MALANDAIN, J. 1999. Modélisation de l'état de santé des réseaux de distribution d'eau pour l'organisation de la maintenance. Etude du patrimoine de l'agglomération de Lyon. Tese de Doutorado. l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, Laboratoire URGC / Hydrologie Urbaine.
- MARKS, D.; ANDREOU, S.; PARK, C. 1985. Predicting Urban Water Distribution Maintenance Strategies: A Case Study of New Haven, Connecticut. EPA Draft Report.
- MARTINS, A., 2011. Stochastic models for prediction of pipe failures in water supply systems. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- MARTINS, A., LEITÃO, J., AMADO, C. 2013. Comparative study of three stochastic models for prediction of pipe failures in water supply systems. Journal of Infrastructure Systems, Vol. 19, nº 4, p. 442-450.
- MCMULLEN, L. D. 1982. Advanced concepts in soil evaluation for exterior pipeline corrosion. Proceedings of the AWWA. Annual Conference, Miami.
- MOGLIA, M., BURN, S., MEDDINGS, S. 2005. PARMS-Priority: A methodology for water pipe replacement. *Commonwealth Scientific & Industrial Research Organisation*. Pipes Wagga Wagga, 17-21.
- OSMAN, H., BAINBRIDGE, K., 2011. Comparison of statistical deterioration models for water distribution networks. Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 25, nº3.
- PELLETIER, G., MAILHOT, A., VILLENEUVE, J. P. 2003. Modeling water pipe breaks e three case studies. Journal of Water Resources Planning and Management, Vol. 129, nº 2, p. 115-123.
- R DEVELOPMENT CORE TEAM. 2012. R: a Language and Environment for Statistical Computing. R Foundation for Statistical Computing, Vienna, Austria. Disponível em: <http://www.R-project.org/>.
- RENAUD, E. et al. 2007. SIROCO, a decision support system for rehabilitation adapted for small and medium size water distribution companies. LESAM -2nd Leading Edge Conference on Strategic Asset Management. Lisboa, Portugal.
- RENAUD, E., LE GAT, Y., POULTON, M. 2012. Using a break prediction model for drinking water networks asset management: from research to practice. Water Sci. Technol. Water Supply, Vol. 12, nº 5, p. 674-682.

ROSTUM, J., 2000. Statistical Modelling of Pipe Failures in Water Networks. Norwegian University of Science and Technology, Department of Hydraulic and Environmental Engineering, PhD thesis, Trondheim, Norway, 132p.

SAEGROV, S. et al. 2003. Computer-aided rehabilitation of water networks (CARE-W). Water Sci. Technol. Water Supply, Vol. 3, nº 1, p. 19-27.

SAEGROV, S. 2005. CARE-W Computer Aided Rehabilitation for Water Networks. IWA Publishing, London, Seattle.

SARZEDAS, G. L. 2009. Planejamento para a substituição de tubulações em sistemas de abastecimento de água. Aplicação na rede de distribuição de água na Região Metropolitana de São Paulo. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 113p.

SAS INSTITUTE. 1990. SAS/STAT User's Guide. Version 6. SAS Institute Cary, NC.

SCHEIDEGGER, A. et al. 2013. Extension of pipe failure models to consider the absence of data from replaced pipes. Water Research, Vol. 47, nº 11, p. 3696-3705.

SCHEIDEGGER, A.; LEITÃO, J. P.; SCHOLTERN, L. 2015. Statistical failure models for water distribution pipes – A review from a unified perspective. Water Research, Vol. 83, p. 237-247.

SHAMIR, U.; HOWARD, D.D. 1979. An Analytic Approach to Scheduling Pipe Replacement, Journal AWWA, pp. 248-258.

SIQUEIRA, P.P. 2017. Previsão de falhas e determinação do tempo ótimo de substituição da rede de distribuição de água da cidade de Sidrolândia/MS. Universidade Federal de Mato Grosso do Sul, Brasil.

SNIS. SISTEMA NACIONAL DE INFORMAÇÕES SOBRE SANEAMENTO. Diagnóstico dos serviços de água e esgotos, 2016.

TOUMBOU, B. et al. 2014. General model for water-distribution pipe breaks: development, methodology, and application to a small city in Quebec, Canada. Journal Pipeline Systems. Eng. Pract, Vol. 5, nº 1.

WALSKI, T.M.; PELLICCIA, A. 1982. Economic Analysis of Water Main Breaks. Journal of Water Resources Planning and Management, Vol. 74, nº 3, p.140-147.

VITORINO, D. et al. 2012. AWARE-P Software documentation.