

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS**  
Escola de Engenharia  
Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos

Rui Gabriel Modesto de Souza

**OTIMIZAÇÃO DE MANOBRAS PARA LOCALIZAÇÃO DE VAZAMENTOS EM REDES  
DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA: uma abordagem baseada em transitórios lentos**

Belo Horizonte  
2025

Rui Gabriel Modesto de Souza

**OTIMIZAÇÃO DE MANOBRAS PARA LOCALIZAÇÃO DE VAZAMENTOS EM REDES  
DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA: uma abordagem baseada em transitórios lentos**

Tese apresentada ao Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à qualificação do programa de doutorado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos.

Área de concentração: Hidráulica e Recursos Hídricos

Linha de pesquisa: Modelagem Física e Matemática em Hidráulica

Orientador: Prof. Dr. Gustavo Meirelles Lima

Coorientador: Prof. Dr. Bruno Melo Brentan

S729o

Souza, Rui Gabriel Modesto de.

Otimização de manobras para localização de vazamentos em redes de distribuição de água [recurso eletrônico] : uma abordagem baseada em transitórios lentos / Rui Gabriel Modesto de Souza. – 2025.  
1 recurso online (146 f. : il., color.) : pdf.

Orientador: Gustavo Meirelles Lima.

Coorientador: Bruno Melo Brentan.

Tese (doutorado) – Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.

Inclui bibliografia.

1. Engenharia sanitária – Teses. 2. Recursos hídricos – Desenvolvimento – Teses. 3. Água – Distribuição – Teses. 4. Transitórios hidráulicos – Teses. 5. Detectores de vazamento – Teses. I. Lima, Gustavo Meirelles. II. Brentan, Bruno Melo. III. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. IV. Título.

CDU: 628(043)



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

Escola de Engenharia

Curso de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos

## **FOLHA DE APROVAÇÃO**

Otimização de Manobras Para Localização de Vazamentos Em Redes de Distribuição de Água: Uma Abordagem Baseada Em Transitórios Lentos

**RUI GABRIEL MODESTO DE SOUZA**

Tese defendida e aprovada pela banca examinadora constituída pelos Senhores:

Prof. GUSTAVO MEIRELLES LIMA

Prof. BRUNO MELO BRENTAN

Profa. DÍDIA ISABEL CAMEIRA COVAS

Prof. EDEVAR LUVIZOTTO JUNIOR

Prof. CRISTOVÃO VICENTE SCAPULATEMPO FERNANDES

Prof. IRAN EDUARDO LIMA NETO

**Aprovada pelo Colegiado do PG SMARH Versão Final aprovada por:**

Prof. Eduardo Coutinho de Paula - Coordenador

Belo Horizonte, 30 de outubro de 2025.



Documento assinado eletronicamente por **Dídia Isabel Cameira Covas, Usuária Externa**, em 11/12/2025, às 08:04, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Gustavo Meirelles Lima, Professor do Magistério Superior**, em 11/12/2025, às 09:56, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Bruno Melo Brentan, Professor do Magistério Superior**, em 11/12/2025, às 09:56, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Edevar Luvizotto Junior, Usuário Externo**, em 11/12/2025, às 10:18, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Cristovao Vicente Scapulatempo Fernandes, Usuário Externo**, em 11/12/2025, às 18:34, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Iran Eduardo Lima Neto, Usuário Externo**, em 12/12/2025, às 10:17, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Eduardo Coutinho de Paula, Coordenador(a) de curso de pós-graduação**, em 15/12/2025, às 10:51, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site [https://sei.ufmg.br/sei/controlador\\_externo.php?acao=documento\\_conferir&id\\_orgao\\_acesso\\_externo=0](https://sei.ufmg.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0), informando o código verificador **4667150** e o código CRC **132E07E6**.

## AGRADECIMENTOS

A Deus, por estar comigo nos dias mais difíceis e, mesmo quando eu não sabia que tinha forças para continuar, prover tudo o que precisei para seguir em frente.

À minha esposa, Gabriela, meu porto seguro e companheira de vida. Seu apoio incondicional, incentivo, confiança e até as cobranças foram essenciais para que eu chegasse até aqui. À Nico e ao Juca, por arrancarem sorrisos e darem lambeijos nos momentos em que eu mais precisava. À Autinha, pelos conselhos, pelas conversas longas e profundas, e pelo exemplo de dedicação na faculdade de Direito.

À minha mãe, Kelis, por sempre acreditar em mim. Sem seu incentivo e cobranças nos estudos, nada disso teria acontecido. O meu pai Rodrigo, por sempre acreditar e me apoiar. Ao meu irmão Luís, pelo amor e motivação para me tornar seu exemplo.

Aos meus avós maternos, Moisés e Maria Aparecida (*in memoriam*), pela educação, pelo caráter e pelo amor que sempre me sustentaram. Tenho certeza que, junto com Deus, proveram forças pra eu chegar até aqui.

Aos meus tios, Milton, Keila e Conde, pela presença firme na minha formação e pelo suporte em todas as fases da minha vida.

Ao meu pai, Lindomar, ao meu irmão Amadeus e aos meus avós Euclides e Nelsina, pelo amor incondicional e pela compreensão diante da distância.

Ao Prof. Dr. Gustavo Meirelles, meu orientador, exemplo de profissional e ser humano. Obrigado por acreditar na minha capacidade, lapidar meu potencial e corrigir minha ansiedade e precocidade. Seus puxões de orelha foram ensinamentos valiosos que me mostraram o caminho a ser percorrido.

Ao Prof. Dr. Bruno Brentan, meu (co)orientador, pela notória inteligência e afetividade. Obrigado pelas discussões sobre integrais, derivadas e pelas cobranças que me impediram de procrastinar. Notável também as oportunidades que me levaram a conhecer o mundo acadêmico internacional — e até mesmo Todini (Todini e Pilati, 1988).

Ao amigo Francisco Veiga (*in memoriam*), pela notório saber em transientes hidráulicos e por me incentivar seguir na área.

Aos amigos da samarco: Jean, Delayne e Gleidson, pela parceria, companheirismo e por serem simplesmente os melhores (The Best); Ismael, paciência admirável e amizade; Ao Martini, pela liderança e confiança no meu trabalho. A todos os demais colegas, pela convivência diária.

Victor Alencar, pela amizade de longa data. Everaldo Bonaldo, pelas oportunidades e ensinamentos; Ao Renato Cury da RQC Engenharia, Leonardo Augusto da LASSAN Consultoria e Vitor Queiroz da HIDROBR, pelas oportunidades e aprendizados. A Tayrine, carinhosamente minha mae profissional, pela orientação e direcionamento.

A todos os professores do SMARH, pelo ensino de excelência, e a todos os colegas de mestrado e doutorado, pela caminhada compartilhada.

Aos familiares e amigos que, direta ou indiretamente, contribuíram para minha formação.

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais (FAPEMIG) pelo apoio financiado para o desenvolvimento desta pesquisa através do projeto APQ-00199-22. À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES), pelo apoio financeiro.

“A maior recompensa para o trabalho do  
homem não é o que ele ganha com isso,  
mas o que ele se torna com isso”  
John Ruskin

## RESUMO

Nos últimos anos, a escassez de água tem se tornado um desafio global, afetando tanto o abastecimento humano quanto setores econômicos críticos, como a geração de energia hidrelétrica no Brasil. Nesse cenário, a gestão eficiente do recurso hídrico é fundamental para reduzir perdas, diminuir custos operacionais e garantir a disponibilidade de água para a população, considerando que as perdas em redes de distribuição ainda apresentam índices elevados. Assim, este estudo propõe uma metodologia para detecção e localização de vazamentos de pequena magnitude (aproximadamente 1 L/s) em redes de distribuição de água, baseada em transientes hidráulicos gerados por manobras lentas e controladas, simuladas com o Modelo Dinâmico Inercial Rígido (MDIR) com abordagem dividida em três etapas: i) A metodologia é estruturada em três etapas principais: (i) modelagem hidráulica, em que o simulador foi implementado em Python para os regimes permanente e transitório; (ii) avaliação das manobras e alocação de sensores, conduzida por meio de análises de sensibilidade das variáveis hidráulicas (pressão e vazão); e (iii) localização dos vazamentos, realizada por otimização meta-heurística (PSO), estimando simultaneamente pela calibração da posição e a intensidade do vazamento a partir das respostas transitórias. Nos três estudos de caso (*Two-loop*, BLA e Modena), observou-se que as tubulações com maiores velocidades e vazões apresentaram maior sensibilidade às manobras, o que permitiu reduzir o espaço de busca e, conseqüentemente, a quantidade de simulações necessárias. A análise de sensibilidade também orientou a alocação dos sensores, indicando regiões com maior concentração de sensibilidade e evidenciando a necessidade de algoritmos agrupamento para garantir a adequada distribuição espacial dos sensores e cobertura da rede. Os resultados da alocação de sensores apresentaram desempenho superior ao relatado na literatura, com maior sensibilidade e abrangência, especialmente na detecção de vazamentos de pequena magnitude. Quanto à localização, parte dos vazamentos simulados foi identificada corretamente, enquanto outros convergiram para nós vizinhos, com pequenas variações nos parâmetros hidráulicos. Por fim, considerando erros de calibração de até 10% simultaneamente na demanda e na rugosidade, os resultados mantiveram convergência para posições próximas ou dentro da área de cobertura dos sensores. Logo, a abordagem proposta mostrou-se adequada para detecção e localização de vazamentos de aproximadamente 1L/s de magnitude, apresentando melhor desempenho quando associada à análise em condição de vazão mínima noturna.

Palavras-chave: regime transitório; modelo rígido; manobras lentas; localização de vazamentos.

## ABSTRACT

In recent years, water scarcity has become a global challenge, affecting both human water supply and critical economic sectors such as hydroelectric power generation in Brazil. In this context, efficient water resource management is essential to reduce losses, lower operational costs, and ensure water availability for the population, considering that water distribution networks still exhibit high loss rates. Therefore, this study proposes a methodology for detecting and locating small-scale leaks (approximately 1 L/s) in water distribution networks, based on hydraulic transients generated by slow and controlled maneuvers, simulated using the Rigid Inertial Dynamic Model (MDIR). The proposed methodology comprises three main stages: (i) hydraulic modeling, in which a simulator was implemented in Python for both steady-state and transient flow regimes; (ii) maneuver assessment and sensor placement, conducted through sensitivity analyses of hydraulic variables (pressure and flow rate); and (iii) leak localization, performed through metaheuristic optimization (PSO), estimating both the leak position and intensity simultaneously through transient response calibration. In the three case studies (Two-Loop, BLA, and Modena networks), it was observed that pipes with higher velocities and flow rates exhibited greater sensitivity to maneuvers, allowing a reduction in the search space and consequently in the number of required simulations. The sensitivity analysis also guided sensor placement, identifying regions with higher sensitivity concentration and highlighting the need for clustering algorithms to ensure adequate spatial distribution and network coverage. The proposed sensor allocation approach outperformed those reported in the literature, providing greater sensitivity and spatial coverage, particularly in detecting small-scale leaks. Regarding localization, part of the simulated leaks was correctly identified, while others converged to neighboring nodes, with only minor variations in hydraulic parameters. Finally, when calibration errors of up to 10% were simultaneously introduced in demand and roughness, the results remained convergent to positions close to or within the sensor coverage area. Therefore, the proposed approach proved effective for detecting and locating leaks of approximately 1 L/s, achieving better performance when applied under minimum night flow conditions.

Keywords: transient flow; rigid model; slow maneuvers; leak detection.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Evolução do índice de perdas na distribuição de acordo com os dados do SNIS.....	23
Figura 2 – Índice de perdas na distribuição (IN049) e por ligação ativa (IN051) por capital.....	25
Figura 3 – Índice de hidrometração (IN009) e macromedicação (IN011) por capital. ...	26
Figura 4 – Desempenho da medição de um hidrômetro em função do tempo de instalação. ....	30
Figura 5 – Classificação dos vazamentos segundo IWA.....	32
Figura 6 – Método das Vazões Mínimas Noturnas.....	38
Figura 7 – Monitoramento contínuo da Vazão Mínimas Noturna em um DMC. ....	40
Figura 8 – Volume estimado de perdas em vazamentos em função do tempo até o reparo.....	41
Figura 9 – Quatro atividades básicas no gerenciamento de vazamentos. ....	42
Figura 10 – Variação do vazamento de acordo com a pressão e expoente N1. ....	43
Figura 11 – Tipos de vazamentos e ações de combate a perda reais. ....	46
Figura 12 – Principais métodos acústicos: a) Haste de escuta mecânica; b) Geofone eletrônico; c) Correlacionador de ruído com hidrofone.....	52
Figura 13 – Propagação de ondas de pressão ao longo do tempo em um sistema com e sem vazamento. ....	59
Figura 14 – Aplicação do Teorema de Transporte de Reynolds: a) Definição do volume de controle; e, b) Forças atuantes.....	63
Figura 15 – Transformação de vazamento em um trecho virtual. ....	69
Figura 16 – Curva da bomba para um único ponto inserido.....	71
Figura 17 – Curva da bomba para rotação variável. ....	72
Figura 18 – fluxograma da metodologia proposta. ....	74
Figura 19 – Análise de sinais das manobras para determinar a sensibilidade. ....	79
Figura 20 – Posição final de uma partícula através do PSO. ....	82
Figura 21 – Escoamento entre reservatórios.....	83
Figura 22 – Exemplo 1 - Evolução da vazão no tempo para o tubo P0.....	84
Figura 23 – Exemplo 2 - Escoamento entre reservatórios com vazamento demanda e válvula. ....	85
Figura 24 – Exemplo 2 - Evolução da vazão no tempo para o tubo P0.....	86
Figura 25 – Exemplo 3 – Rede Modena.....	87
Figura 26 – Exemplo 3 - Evolução da vazão no tempo para o tubo P107.....	88
Figura 27 – Rede <i>Two-loop</i> .....	89
Figura 28 – Variação do coeficiente de perda de carga localizada na manobra durante a simulação hidráulica.....	90
Figura 29 – Sensibilidade das manobras para a rede <i>Two-loop</i> . ....	91
Figura 30 – Magnitude da vazão e velocidade para a rede <i>Two-loop</i> .....	92
Figura 31 – Comparação da sensibilidade 1 e 2 com a sensibilidade da vazão e velocidade para a rede <i>Two-loop</i> . ....	92

Figura 32 – Sensibilidade máxima para vazamento no nó 6 na rede <i>Two-loop</i> . .....	93
Figura 33 – Sensibilidade máxima para vazamento em todos os nós da rede <i>Two-loop</i> . .....	93
Figura 34 – Vazamentos e manobras para rede <i>Two-loop</i> . .....	94
Figura 35 – Evolução da função objetivo: a) vazamento nó 2; b) vazamento nó 6. ..	95
Figura 36 – Evolução da função objetivo para vazão mínima noturna: a) vazamento nó 2; b) vazamento nó 6. ....	96
Figura 37 – Rede BLA (Blacksburg). ....	97
Figura 38 – Variação do coeficiente de perda de carga localizada na manobra durante a simulação hidráulica. ....	98
Figura 39 – Sensibilidade das manobras para a rede BLA. ....	99
Figura 40 – Magnitude da vazão e velocidade para a rede BLA. ....	99
Figura 41 – Comparação da sensibilidade 1 e 2 com sensibilidade da vazão e velocidade para a rede BLA. ....	100
Figura 42 – Sensibilidade máxima para vazamento no nó 13 para a rede BLA. ....	100
Figura 43 – Sensibilidade máxima para vazamento em todos os nós da rede BLA. .....	101
Figura 44 – Vazamentos e manobras para rede BLA. ....	102
Figura 45 – Evolução da função objetivo para vazamento nó 4: a) monitoramento via 1 sensor; b) monitoramento via dois sensores. ....	103
Figura 46 – Evolução da função objetivo para vazamento nó 24: a) monitoramento via 1 sensor; b) monitoramento via dois sensores. ....	103
Figura 47 – Evolução da função objetivo para vazamento nó 4 para vazão mínima noturna: a) monitoramento via 1 sensor; b) monitoramento via dois sensores. ....	104
Figura 48 – Evolução das 15 primeiras iterações da função objetivo para vazamento nó 24 e vazão mínima noturna: a) monitoramento via 1 sensor; b) monitoramento via dois sensores. ....	105
Figura 49 – Evolução das 15 últimas iterações da função objetivo para vazamento nó 24 e vazão mínima noturna: a) monitoramento via 1 sensor; b) monitoramento via dois sensores. ....	105
Figura 50 – Rede de Modena: pressão e velocidade em condições de regime permanente. ....	106
Figura 51 – Evolução do fechamento controlado da válvula ( <i>KV</i> ). ....	107
Figura 52 – Vazão e velocidade para cada tubulação da Rede de Modena. ....	108
Figura 53 – Sensibilidade <i>SQV</i> para a Rede de Modena. ....	109
Figura 54 – Tubulações candidatas e nós de pressão máxima e mínima para cada agrupamento da Rede de Modena. ....	110
Figura 55 – Tubulações candidatas e nós de pressão máxima e mínima para cada agrupamento da Rede de Modena na condição final. ....	111
Figura 56 – Sensibilidade <i>SM</i> classificada para a rede Modena. ....	112
Figura 57 – Sensibilidade ( <i>SN</i> ) para a melhor manobra (P335) na rede Modena. ...	113
Figura 58 – Área de cobertura para cada um dos sensores da rede Modena. ....	114
Figura 59 – Localização de vazamentos para a rede Modena com demanda base. .....	117

Figura 60 – Localização de vazamentos para a rede Modena na condição de vazão mínima noturna. ....	120
Figura 61 – Localização de vazamentos para a rede Modena com alteração de 5% na demanda: a) demanda base; b) vazão mínima noturna. ....	123
Figura 62 – Localização de vazamentos para a rede Modena com alteração de 10% na demanda: a) demanda base; b) vazão mínima noturna. ....	125
Figura 63 – Localização de vazamentos para a rede Modena com alteração de 5% na rugosidade: a) demanda base; b) vazão mínima noturna. ....	126
Figura 64 – Localização de vazamentos para a rede Modena com alteração de 10% na rugosidade: a) demanda base; b) vazão mínima noturna. ....	128
Figura 65 – Localização de vazamentos para a rede Modena com alteração de 5% na demanda e rugosidade: a) demanda base; b) vazão mínima noturna. ....	129
Figura 66 – Localização de vazamentos para a rede Modena com alteração de 10% na demanda e rugosidade: a) demanda base; b) vazão mínima noturna. ....	131

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Matriz do Balanço proposto pela IWA. ....	28
Quadro 2 – Glossário de termos do Balanço Hídrico. ....	29
Quadro 3 – Parâmetros de referência para vazamentos inerentes. ....	32
Quadro 4 – Diferença entre as hipóteses adotadas no regime permanente e no regime transitório.....	65

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Índice de perdas <i>versus</i> consumo.....	24
Tabela 2 – Exemplo 1 - Comparação da simulação entre EPANET versus Modelo Rígido.....	84
Tabela 3 – Exemplo 2 - Comparação da simulação entre EPANET versus Modelo Rígido.....	85
Tabela 4 – Exemplo 3 - Comparação da simulação entre EPANET versus Modelo Rígido.....	88
Tabela 5 – Comparação entre sensibilidade e cobertura entre diferentes estudos.	115
Tabela 6 – Resultados hidráulicos da localização de vazamentos para demanda base. ....	118
Tabela 7 – Atendimento da demanda <i>versus</i> vazamento máximo. ....	118
Tabela 8 – Resultados hidráulicos da localização de vazamentos para vazão mínima noturna. ....	120
Tabela 9 – Atendimento da demanda por reservatório <i>versus</i> vazamento máximo para vazão mínima noturna.....	121
Tabela 10 – Resultados hidráulicos da localização de vazamentos com alteração de 5% na demanda: a) demanda base; b) vazão mínima noturna. ....	124
Tabela 11 – Resultados hidráulicos da localização de vazamentos com alteração de 10% na demanda: a) demanda base; b) vazão mínima noturna. ....	125
Tabela 12 – Resultados hidráulicos da localização de vazamentos com alteração de 5% na rugosidade: a) demanda base; b) vazão mínima noturna. ....	127
Tabela 13 – Resultados hidráulicos da localização de vazamentos com alteração de 10% na rugosidade: a) demanda base; b) vazão mínima noturna. ....	128
Tabela 14 – Resultados hidráulicos da localização de vazamentos com alteração de 5% na demanda e rugosidade: a) demanda base; b) vazão mínima noturna. ....	130
Tabela 15 – Resultados hidráulicos da localização de vazamentos com alteração de 10% na demanda e rugosidade: a) demanda base; b) vazão mínima noturna. ....	131

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>17</b>
<b>2</b>	<b>OBJETIVOS</b> .....	<b>21</b>
2.1	<b>Objetivo Geral</b> .....	<b>21</b>
2.2	<b>Objetivos Específicos</b> .....	<b>21</b>
<b>3</b>	<b>FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA</b> .....	<b>22</b>
3.1	<b>Caracterização dos Vazamentos</b> .....	<b>22</b>
3.1.1	Balanço hídrico.....	27
3.1.2	Modelagem de Vazamentos.....	32
3.1.3	Vazões Mínimas Noturna .....	37
3.1.4	Gestão e Controle de Vazamentos.....	40
3.2	<b>Detecção e Localização de Vazamentos</b> .....	<b>48</b>
3.2.1	Métodos Acústicos .....	48
3.2.2	Métodos Não-acústicos .....	52
3.2.3	Métodos Matemáticos .....	54
3.2.3.1	<i>Análise em Regime Permanente</i> .....	54
3.2.3.2	<i>Análise em Regime Não-Permanente</i> .....	58
3.3	<b>Escoamento Transitório em Redes de Distribuição de Água</b> .....	<b>61</b>
3.3.1	Descrição Teórica do Fenômeno.....	61
3.3.2	Modelo Rígido .....	65
3.3.3	Condições de contorno.....	68
3.3.3.1	<i>Vazamentos</i> .....	68
3.3.3.2	<i>Válvulas</i> .....	69
3.3.3.3	<i>Bombas</i> .....	70
<b>4</b>	<b>METODOLOGIA</b> .....	<b>73</b>
4.1	<b>Modelagem hidráulica</b> .....	<b>74</b>
4.1.1	Modelo Dinâmico Inercial Rígido (MDIR) .....	74
4.1.2	Modelagem dos vazamentos.....	77
4.1.3	Modelagem da manobra.....	77
4.2	<b>Tratamento dos resultados</b> .....	<b>78</b>
4.2.1	Alocação de manobra.....	78
4.2.2	Alocação de sensor .....	79
4.3	<b>Localização de vazamento</b> .....	<b>80</b>
<b>5</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES</b> .....	<b>83</b>
5.1	<b>Validação do Modelo Rígido</b> .....	<b>83</b>
5.1.1	Exemplo 1 – Escoamento entre dois reservatórios .....	83
5.1.2	Exemplo 2 – Escoamento entre dois reservatórios .....	85
5.1.3	Exemplo 3 – Rede Modena .....	86
5.2	<b>Rede Two-loop</b> .....	<b>89</b>
5.2.1	Alocação de manobra e sensor .....	90
5.2.2	Localização de vazamento .....	94
5.3	<b>Rede BLA</b> .....	<b>96</b>
5.3.1	Alocação de manobra e sensor .....	97

5.3.2	Localização de vazamento .....	101
<b>5.4</b>	<b>Rede Modena.....</b>	<b>105</b>
5.4.1	Alocação de manobra e sensor .....	108
5.4.2	Localização de vazamento .....	117
5.4.3	Análise de Incertezas .....	122
<b>6</b>	<b>CONCLUSÕES.....</b>	<b>132</b>
6.1	Rede <i>Two-loop</i> .....	133
6.2	Rede BLA.....	134
6.3	Rede Modena.....	134
<b>7</b>	<b>RECOMENDAÇÕES.....</b>	<b>137</b>
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>138</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Os últimos dez anos foram marcados por inúmeros eventos de escassez hídrica, a exemplo o período entre 2014 a 2016, quando a região sudeste do Brasil, principalmente a região metropolitana de São Paulo, passou por uma forte recessão hídrica, resultando em fornecimento descontínuo (rodízios), o que intensificou a gestão de consumo e combate às perdas para superar o período (SABESP, 2015). Situação semelhante é observada desde 2020 na região sul do Brasil, mais especificamente na região metropolitana de Curitiba, com suspensões do abastecimento por até 36 horas (BRASIL, 2025). Na região Nordeste, o Piauí voltou a enfrentar seca extrema pela primeira vez em sete anos, decorrente das irregularidades das chuvas entre 2024 e 2025, o que resultou na decretação de situação de emergência em 119 municípios (BRASIL, 2025; G1, 2025). No cenário mundial, estimativas indicaram que 58 % da população mundial estava vivendo em áreas de estresse hídrico nos anos 2000 (Kummu *et al.*, 2016; De Sá Moreira *et al.*, 2022), e, esse número deve alcançar 5 bilhões de pessoas até o ano de 2050 (De Sá Moreira *et al.*, 2022; WDSA-CCWI, 2025). Dessa forma, observa-se que os episódios de escassez hídrica enfrentados no Brasil não configuram eventos pontuais, mas sim uma problemática global, na qual estimativas apontam que aproximadamente um terço da população mundial é abastecida de forma intermitente (World Health Organization, 2017; Calero Preciado *et al.*, 2021).

Apesar do impacto direto à população no abastecimento de água, diversos outros setores da economia são afetados em condição de recessão hídrica. No caso do Brasil, em que a produção de energia elétrica nacional é predominantemente hidráulica (65 % da demanda doméstica) (Brasil, 2023), o racionamento do consumo de energia elétrica também pode ser necessário. Entretanto, os reservatórios das hidroelétricas geralmente têm usos múltiplos (*e.g.*, navegação, irrigação, abastecimento público, etc.) onde os níveis baixos, principalmente em momentos de forte estiagens, impactam os setores de maneira desigual quando a equidade entre os diversos usos não é garantida, aumentando o conflito pelos usos múltiplos da água. Um dos resultados é o aumento do preço dos produtos e tarifas repassados à população. Logo, a efficientização dos setores quanto ao uso da água pode ser uma ferramenta para a gestão do recurso hídrico e minimizar os conflitos pelo uso da água e, assim, garantir a equidade entre os diversos setores.

Levando em consideração o Sistema de Abastecimento de Água (SAA), a perda de água nas Redes de Distribuição de Água (RDAs) é um agravante para o conflito entre os múltiplos usos uma vez que diminui a disponibilidade de água em condições já críticas. A perda de água corresponde ao volume que entra no sistema, mas que, por alguma circunstância, não é faturada (AESBE, 2015a). Ainda segundo a AESBE (2015a), a perda de água pode ser classificada em dois grandes grupos: i) perdas aparentes; e ii) perdas reais. As perdas aparentes correspondem ao volume que chega aos consumidores, mas que, involuntariamente (*e.g.*, ligações diretas e/ou clandestinas, violações no hidrômetro, *etc.*) e/ou por má gestão (*e.g.*, submedição de hidrômetro, erro no manuseio de dados, *etc.*) não tem seu valor cobrado, enquanto as perdas reais, referem-se ao volume que é perdido durante o processo, principalmente devido aos vazamentos, não chegando até aos consumidores (AESBE, 2015a). Logo, o gerenciamento e controle de vazamentos desempenham papel fundamental na redução das perdas e no alcance de níveis de operação eficientes, principalmente em cenários de escassez hídrica.

Segundo os dados do Sistema Nacional de Informações em Saneamento Básico (SINISA) o Brasil apresentou um índice de perdas na distribuição (IAG2013) de 40,3 % no ano de 2023 (Brasil, 2024). De forma mais palpável, significa que, em média, a cada 100 litros de água, aproximadamente 40 litros se perdem, variando de acordo com a regional, atingindo valores máximos próximos de 50 litros (49,8 %) na região Norte e, no mínimo, de 34 litros (34,1 %) no Centro-Oeste (Brasil, 2024). Diante dos valores elevados, observa-se uma complexidade para atingir as metas estabelecidas pelo Marco Legal do Saneamento Básico descrito na Lei nº 14.026 de julho de 2020, onde o Inciso XII do Artigo 48 da Lei nº 14.026, reforça:

redução progressiva e controle das perdas de água, inclusive na distribuição da água tratada, estímulo à racionalização de seu consumo pelos usuários e fomento à eficiência energética, ao reuso de efluentes sanitários e ao aproveitamento de águas de chuva, em conformidade com as demais normas ambientais e de saúde pública (Brasil, 2020).

Além disso, é fundamental mencionar que a Agenda 2030 da Organização das Nações Unidas (ONU) estabelece, por meio dos 17 Objetivos de Desenvolvimento Sustentável (ODS), integrar o crescimento econômico com a preservação ambiental e o bem-estar social, por exemplo: i) ODS 6 “Água Potável e Saneamento para Todos”; ii) ODS 9 “Inovação e Infraestrutura”; iii) ODS 10 “Reduzir as Desigualdades”; e,

iv) ODS 11 “Cidades e Comunidades Sustentáveis”. Desta forma, torna-se evidente que os objetivos (ODS) direcionam e fortalecem as metas estabelecidas pelo Marco Legal, existindo assim, uma necessidade iminente de investimento, principalmente, em efficientização nos serviços de saneamento básico (Nações Unidas Brasil, 2015).

Assim, o gerenciamento e o controle de vazamentos desempenham um papel fundamental na redução de perdas e na busca por níveis operacionais mais eficientes. Logo, essa pesquisa se justifica por contribuir diretamente para o aprimoramento da gestão de perdas de água, alinhando-se às metas estabelecidas pelo Marco Legal do Saneamento Básico (Brasil, 2020) e pelos Objetivos de Desenvolvimento Sustentável da Agenda 2030 (Nações Unidas Brasil, 2015). A originalidade deste trabalho reside na aplicação do escoamento transitório para detecção e localização de vazamentos em Redes de Distribuição de Água (RDA). Embora, em princípio, a modelagem do escoamento transitório permita identificar a posição de um vazamento, essa relação é influenciada por fatores como a magnitude da perda, a distância entre o ponto de vazamento e a medição da propagação da onda, bem como a atenuação do sinal de pressão. No caso específico das RDAs, a presença de um maior número de variáveis torna essa relação menos evidente e impõe desafios computacionais significativos, observando poucos trabalhos científicos na área.

Para lidar com essa complexidade e garantir a segurança operacional do sistema, propõe-se o uso de manobras lentas, que permitem adotar as hipóteses de tubulação rígida e fluido incompressível. Isso viabiliza a aplicação do modelo rígido na simulação hidráulica e dispensa a discretização espacial exigida pelo modelo elástico. Assim, esta pesquisa desenvolve uma técnica baseada na modelagem do regime transitório lento, avaliando a propagação, reflexão e amortecimento de ondas de pressão. A metodologia envolve a avaliação do posicionamento das manobras e dos sensores para monitorar dados transitórios, com o objetivo de localizar vazamentos em RDAs. O regime transitório lento é descrito por Equações Diferenciais Ordinárias (EDOs) resolvidas com o Modelo Inercial Dinâmico Rígido (MDIR), conforme descrito por Anjo e Luvizotto Jr. (Anjo; Junior; Venâncio, 2015; Luvizotto Jr.; Santos Anjo, 2004; Santos Anjo, 2008) e implementado na linguagem de programação Python. Por fim, a localização consiste em determinar a intensidade e posição otimizada de um vazamento qualquer através de um processo de calibração. A solução do problema

foi realizada por meio da simulação hidráulica em regime transitório, baseada no modelo rígido MDIR, combinada com uma otimização meta-heurística utilizando o algoritmo de PSO (*Particle Swarm Optimization*).

## **2 OBJETIVOS**

Neste capítulo os objetivos são organizados em Objetivo Geral e Objetivos Específicos, e são apresentados a seguir.

### **2.1 Objetivo Geral**

Esta tese desenvolve uma metodologia de otimização de manobras de válvulas para localização de vazamentos em redes de distribuição de água a partir da modelagem de regime transitórios lentos.

### **2.2 Objetivos Específicos**

Os objetivos específicos abrangem os respectivos itens a seguir:

- Implementar um algoritmo para modelagem das manobras em regime transitório lento;
- Estudar a manobra a ser realizada (lei de manobra) visando maximizar a localização de vazamentos e minimizar os riscos a tubulação;
- Alocar sensores de pressão de forma a maximizar a localização de vazamento e reduzir o custo com a aquisição (número de sensores); e,
- Implementar um algoritmo para localizar os vazamentos a partir da análise dos dados de pressão e vazão obtidos do regime transitório lento.

### **3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA**

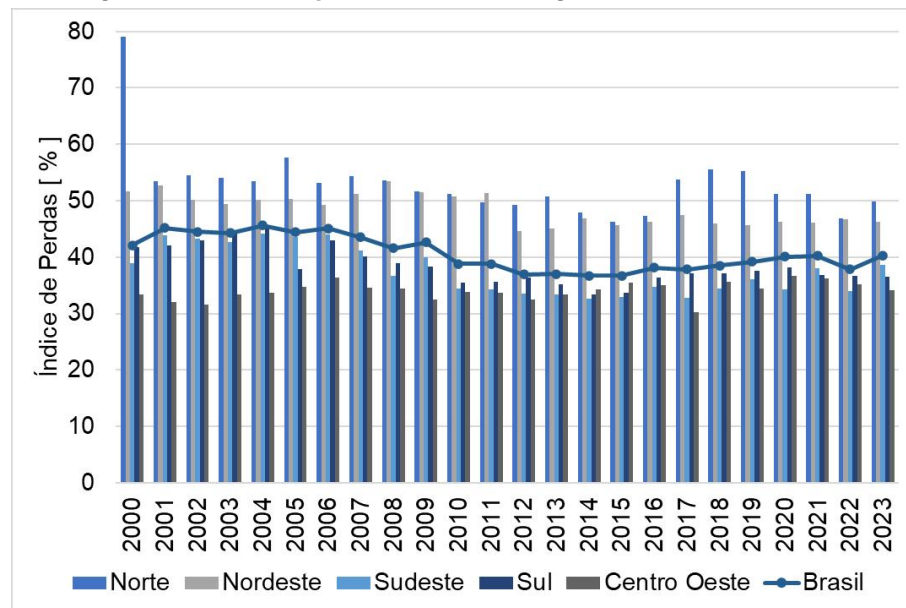
Neste capítulo, é apresentada e contextualizada a problemática das perdas de água na operação de Redes de Distribuição de Água (RDA). São caracterizados os vazamentos, seus principais fatores e impactos no sistema, assim como as principais técnicas de detecção e localização. Por fim, é apresentada a modelagem hidráulica em regime transitório, bem como os resultados de sua aplicação como ferramenta para a detecção e localização de vazamentos.

#### **3.1 Caracterização dos Vazamentos**

Segundo os dados do Sistema Nacional de Informações em Saneamento Básico (SINISA) o Brasil apresentou um índice de perdas na distribuição de 40,3 % no ano de 2023 (Brasil, 2024)). Levando em consideração a série histórica apresentada na Figura 1, observa-se que houve um aumento do indicador de 2,5 % em relação ao ano anterior (2022), passando de 37,8 % para 40,3 %, valor anteriormente registrado em 2021. Além disso, o índice atual é aproximadamente 3,4 % superior aos menores valores da série histórica, observados entre 2012 e 2015, quando as perdas ficaram abaixo de 37 %. Nota-se também que, com exceção do ano 2022, o índice de perdas na distribuição apresenta tendência de crescimento contínuo desde 2014.

Ainda segundo os dados do SINISA, considerando os serviços de serviços de água e esgoto, as receitas alcançaram R\$ 90,3 bilhões em 2022, com uma evasão de R\$ 7,0 bilhões (7,7 %), totalizando uma arrecadação efetiva de R\$ 83,3 bilhões (92,3 %), valor menor que às despesas totais de R\$ 83,4 bilhões (92,4 %) (Brasil, 2023), o que contribuiu ao aumento das tarifas praticadas em 1,1 %, elevando o valor médio cobrado para R\$ 4,56/m<sup>3</sup>. Em relação ao consumo de energia elétrica, o abastecimento de água corresponde por 12,6 TWh (88,3 %) dos 14,3 TWh utilizados pelos serviços de água e esgoto, sendo a energia elétrica um dos principais custos operacionais do setor, representando R\$ 9,2 bilhões (11,0 %) das despesas (Brasil, 2023).

**Figura 1 – Evolução do índice de perdas na distribuição de acordo com os dados do SNIS.**



Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

A piora nos indicadores (índice de perdas, consumo de energia, etc.) refletem um distanciamento das metas estabelecidas pelo Marco Legal do Saneamento Básico descrito na Lei nº 14.026, de 15 de julho de 2020, em que a prestação dos serviços públicos deverá garantir, até 31 de dezembro de 2033, uma cobertura de 99 % para o abastecimento de água, com uma meta de redução, segundo o Plano Nacional de Saneamento Básico (Plansab) (Brasil, 2019), de 9 % no indicador IN049, saindo dos atuais 40,1 % para 31 %, em que o Inciso XII do Artigo 48 da Lei nº 14.026, reforça:

redução progressiva e controle das perdas de água, inclusive na distribuição da água tratada, estímulo à racionalização de seu consumo pelos usuários e fomento à eficiência energética, ao reuso de efluentes sanitários e ao aproveitamento de águas de chuva, em conformidade com as demais normas ambientais e de saúde pública (Brasil, 2020)

O indicador índice de perdas na distribuição, que representa a razão entre o volume de água consumido (micromedido) pelo volume disponibilizado (macromedido) pode ser melhor entendido quando separado em duas partes: 1) perdas aparentes; e, 2) perdas reais. A Associação Brasileira das Empresas Estaduais de Saneamento (AESBE) caracteriza as perdas aparentes como sendo o volume de água que é consumida mas não contabilizada (faturada) devido a algum problema relacionado à gestão (e.g., ligações clandestinas, submedição nos hidrômetros, etc.) enquanto as perdas reais representam o volume de água que não é consumida, ou seja, não chegam às economias devido a um problema de infraestrutura (e.g., rompimento de tubulações, vazamentos, extravasamento de reservatórios, etc.) (AESBE, 2015a).

Apesar do índice de perdas na distribuição (indicador IN049) aludir a uma deficiência maior de um determinado sistema de abastecimento de água em gestão e/ou infraestrutura, os valores expressos em porcentagem não levam em consideração os principais fatores locais, como por exemplo, o padrão de consumo da região, extensão territorial, etc. Na Tabela 1, adaptada de (Lambert *et al.*, 1999), é possível observar que uma perda de 73 litros em um dia na Ilha de Malta representa 29 % do consumo de 250 Litros por dia, enquanto que, uma perda maior, de 100 litros em um dia, na Península Escandinava, representa apenas 2 % do consumo de 5.000 litros em um dia. A disparidade entre o consumo na Ilha Malta e a Península Escandinava encontra-se nas características locais, como, por exemplo, uma densidade demográfica com uma presença de edificações unifamiliares em Malta e multifamiliares na Península. Desta forma, observa-se que uma porcentagem maior de perdas (29 % contra 2 %) não necessariamente representa um sistema mais precário, sendo necessário levar em consideração outros fatores como: i) densidade demográfica; ii) extensão de rede; iii) topografia; iv) intermitência. Assim, ainda nos anos 2000, a interpretação das perdas em porcentagem já era rejeitada nos Comitês Técnicos da Área, em destaque, pela Associação Internacional da Água (IWA – *International Water Association*) e seus grupos de trabalho em perdas (Lambert *et al.*, 1999), e outros indicadores estavam sendo criados e avaliados para melhor retratar a realidade do sistema e intervenção.

**Tabela 1 – Índice de perdas versus consumo.**

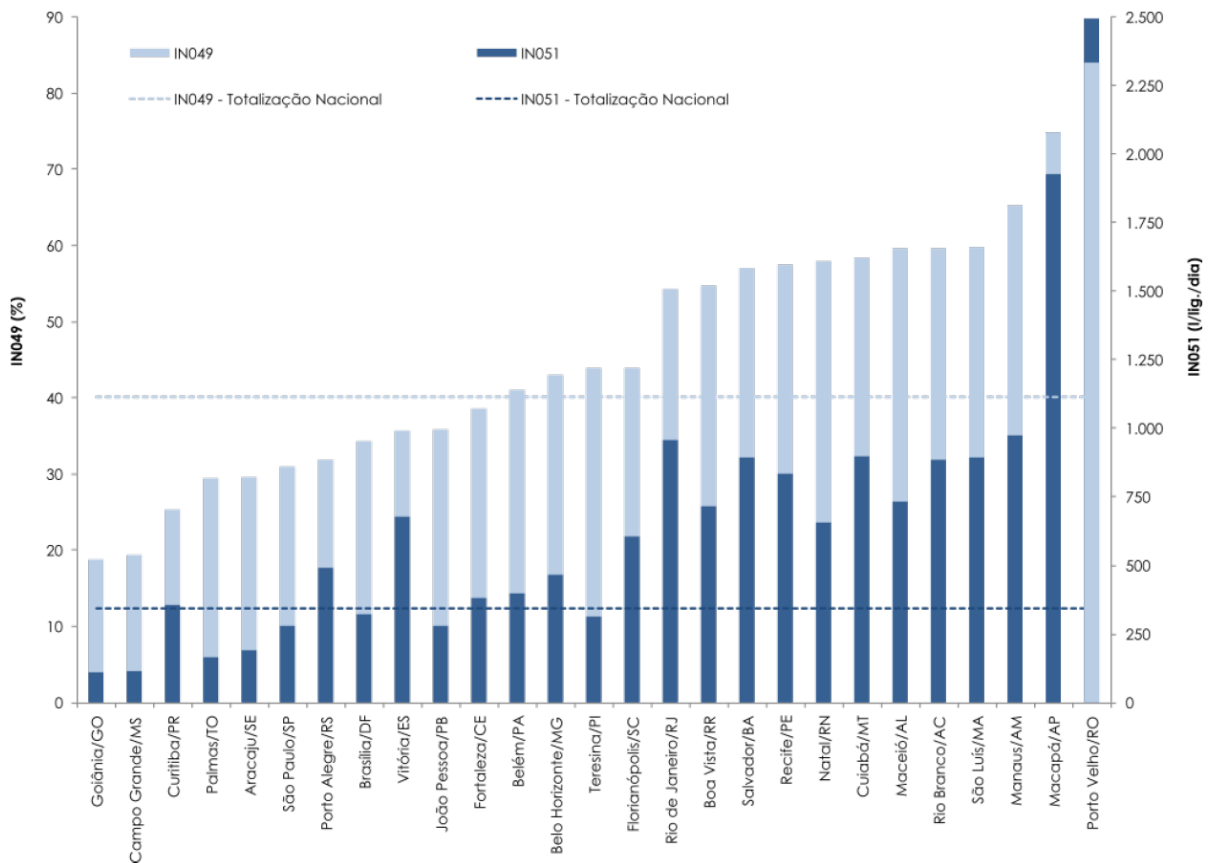
<b>Perdas</b>	<b>Consumo</b>	<b>Sistema</b>
29 % do consumo de	250 Litros/ligação/dia	Ilhas Malta
17 % do consumo de	500 Litros/ligação/dia	Reino Unido, Holanda
9 % do consumo de	1.000 Litros/ligação/dia	Cidades Alemãs
2 % do consumo de	5.000 Litros/ligação/dia	Península Escandinava
1 % do consumo de	8.000 Litros/ligação/dia	Singapura

Fonte: Adaptado de Lambert *et. al.* (1999, p. 228).

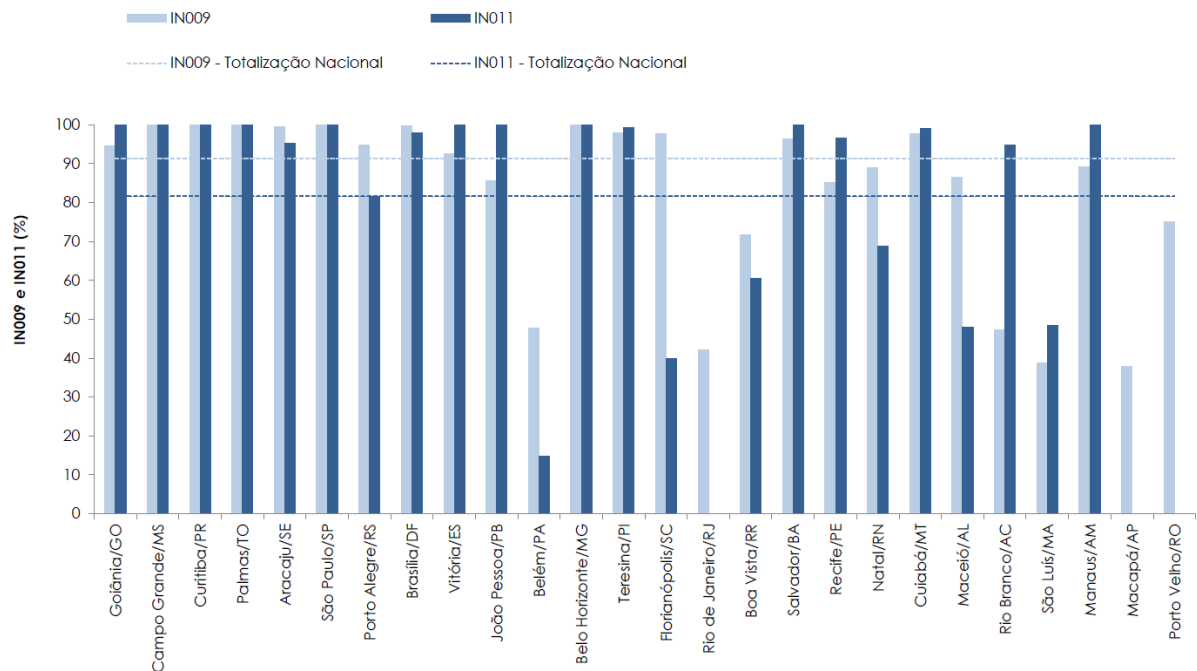
A secretaria Nacional de Saneamento, órgão do Ministério do Desenvolvimento regional destaca ainda que o índice de perda por ligação (indicador IN051) tem maior relação com a eficiência operacional e que maior parte das perdas – reais e aparentes – de longa duração ocorrem nos ramais de distribuição, com um valor médio de 343,4 litros perdidos por ligação em um dia, variando de 235,9 litros na região Centro-Oeste à 595,9 litros no Norte Brasil (Brasil, 2022). Levando em consideração as capitais do Brasil a Figura 2 correlaciona as perdas na distribuição (IN049) e as perdas por ligação ativa (IN051), enquanto a Figura 3 apresenta o índice de micromedição (IN009) e

macromedição (IN0011). Observa-se o valor mínimo de 18,8 % (IN049) e 109,8 l/lig./dia (IN051) para Goiânia e valores máximos de 84,0 % e 2.493,4 l/lig./dia em Porto Velho. Conforme ilustra a Figura 3, as capitais Belém, Rio de Janeiro, Macapá e Porto Velho, apresentam baixos índices de micro e macromedição. Estas incertezas associadas tanto à produção quanto ao consumo de água não permitem a gestão adequada dos recursos hídricos, resultando nos valores extremos da Figura 2. Ressalta-se ainda que estes valores podem não ser representativos das condições reais do sistema, uma vez que os volumes de produção e consumo estimados para o cálculo podem estar fora da realidade.

**Figura 2 – Índice de perdas na distribuição (IN049) e por ligação ativa (IN051) por capital.**



Fonte: Brasil (2022).

**Figura 3 – Índice de hidrometração (IN009) e macromedição (IN011) por capital.**

Fonte: Brasil (2022).

Logo, observa-se a necessidade de indicadores adicionais para se avaliar na íntegra o sistema, minimizar as incertezas, como também, comparar e estabelecer metas com valores de referência de sistemas eficientes ao redor do mundo. (Lambert *et al.*, 1999) destaca alguns dos principais indicadores de perdas e, ressalta que a escolha deve ser baseada na cultura do país, simplicidade de cálculo, disponibilidade de dados, etc., sendo:

- a) perdas, em porcentagem;
- b) perdas por extensão de rede principal por unidade de tempo;
- c) perdas por matrícula por unidade de tempo;
- d) perdas por conexão por unidade de tempo; e,
- e) perdas por extensão de rede total por unidade de tempo.

De acordo com a norma brasileira rede principal são às tubulações do sistema que abastecem as redes secundárias (ABNT; NBR 12.218, 2017), ou seja, de maior diâmetro e que não se conecta diretamente à ligação predial enquanto matrícula refere-se ao cadastro da pessoa física ou jurídica na concessionária que opera o sistema, e pode contar com várias conexões (ligações prediais).

Independente do indicador ou indicadores adotados, o ponto de partida são os dados disponíveis e do balanço hídrico do sistema, descrito na subseção 3.1.1.

### 3.1.1 Balanço hídrico

A operação do sistema de abastecimento de água consiste em estabelecer o conjunto de regras operacionais (*e.g.*, manobras de válvulas, operação de bombas, etc.) que devem ser seguidas para garantir aos usuários água com quantidade e qualidade adequada a um custo mínimo. Portanto, a eficiência do sistema depende diretamente, por exemplo, dos níveis de perdas de água, consumo de energia e frequência de manutenções (Brasil, 2004).

Segundo a União Europeia (2015), a perda de água pode ser o maior desafio operacional, uma vez que, o volume de água não faturado afeta diretamente a estabilidade financeira da concessionária. Logo, uma gestão eficiente do ativo – no caso a água – se faz necessária para retratar a realidade do sistema, planejar e priorizar investimentos e estabelecer metas e indicadores para acompanhar a evolução e efficientização do sistema. Neste quesito, destaca-se a atuação da *Water Loss Task Force* (Força-Tarefa em Perdas de Água), criada pela IWA que apresentou, a partir das melhores práticas de muitos países, o conceito do Balanço Hídrico apresentado no Quadro 1, que se tornou uma abordagem padronizada e auditável capaz de identificar a realidade do sistema. Esta metodologia permite a distinção da perda total de água em parcelas de perdas reais e aparentes, possibilitando priorizar estratégias para melhoria operacional.

Quadro 1 – Matriz do Balanço proposto pela IWA.

<b>VOLUME DE ENTRADA</b>	<b>CONSUMO AUTORIZADO</b>	<b>CONSUMO AUTORIZADO FATURADO</b>	<b>VOLUME FATURADO MEDIDO</b>	<b>VOLUME DE ÁGUA FATURADO</b>
			<b>VOLUME FATURADO NÃO MEDIDO</b>	
		<b>CONSUMO AUTORIZADO NÃO FATURADO</b>	<b>VOLUME NÃO FATURADO MEDIDO</b>	<b>VOLUME DE ÁGUA NÃO FATURADO</b>
			<b>VOLUME FATURADO NÃO MEDIDO</b>	
	<b>PERDAS DE ÁGUA</b>	<b>PERDAS APARENTES</b>	<b>SUBMEDIÇÃO</b>	
			<b>CLANDESTINOS / FALHAS DE CADASTRO</b>	
			<b>FRAUDES</b>	
		<b>PERDAS REAIS</b>	<b>VAZAMENTOS</b>	
		<b>ESTRAVAZAMENTOS</b>		

Fonte: Adaptado de (AESBE, 2015a, p. 13).

O Balanço Hídrico proposto pela IWA e apresentado no Quadro 1, refere-se a uma técnica de modelagem com grau de confiança de 95 % dos volumes produzidos e consumidos, com dados anuais de uma mesma base física, sejam de um Distrito de Medição e Controle (DMC) ou de todo o sistema, que, ao final, permite a obtenção dos volumes perdidos (AESBE, 2015a). Para exemplificar cada item do Balanço Hídrico, a AESBE apresenta um glossário de termos do Balanço Hídrico, conforme Quadro 2.

Quadro 2 – Glossário de termos do Balanço Hídrico.

<b>VOLUME DE ENTRADA NO SISTEMA (VE)</b>	Corresponde ao volume anual de água que ingressou efetivamente no(s) sistema(s) distribuidor(es) medido ou estimado.
<b>VOLUME FATURADO (VF)</b>	Corresponde à soma do volume faturado medido com o volume Faturado não medido.
<b>VOLUME FATURADO MEDIDO (VFM)</b>	Volume anual de água medido pelos hidrômetros instalados nas economias e que deram origem ao faturamento.
<b>VOLUME FATURADO NÃO MEDIDO (VFNM)</b>	Volume anual de água estimado entregue nas ligações sem hidrômetros e que foram faturadas.
<b>CONSUMO AUTORIZADO FATURADO (CAF)</b>	Corresponde ao volume faturado. O termo “consumo autorizado faturado” serve para se contrapor com “consumo não autorizado” e também com “consumo autorizado não faturado”.
<b>CONSUMO AUTORIZADO (CA)</b>	Corresponde à soma de consumo autorizado faturado com consumo autorizado não faturado.
<b>CONSUMO AUTORIZADO NÃO FATURADO (CANF)</b>	Corresponde à soma de volume não faturado medido com volume não faturado não medido
<b>VOLUME NÃO FATURADO MEDIDO (VNFM)</b>	Corresponde aos volumes anuais medidos, cujo uso é autorizado pelo prestador de serviços, mesmo sem terem gerado faturamento. Exemplo: usos próprios, purgas de rede, lavagem de reservatórios, combate a incêndios, etc.
<b>VOLUME NÃO FATURADO NÃO MEDIDO (VNFMN)</b>	Corresponde aos volumes anuais estimados não medidos, cujo uso é autorizado pelo prestador de serviços, mesmo sem terem gerado faturamento. Exemplo: idem volume não faturado medido.
<b>PERDAS APARENTES</b>	Corresponde à soma dos volumes de consumo não autorizado com os volumes de inexactidão dos hidrômetros e erros no manuseio de dados.
<b>CONSUMO NÃO AUTORIZADO</b>	Corresponde aos volumes anuais de água entregues a usuários de forma não autorizada pelo prestador de serviços, como no caso de fraudes nos medidores, by passes e ligações clandestinas, etc.
<b>SUBMEDIÇÃO DOS HIDRÔMETROS E ERROS NO MANUSEIO DE DADOS</b>	Corresponde aos volumes anuais de água entregues aos usuários que deixaram de ser registrados pelos hidrômetros por ineficiência destes e/ou erro de leitura.
<b>PERDAS REAIS</b>	Corresponde ao volume anual obtido com a operação: volume de entrada – consumo autorizado – perdas aparentes, representando as perdas de água ocorridas em vazamentos no sistema.
<b>PERDAS DE ÁGUA</b>	Corresponde à soma do volume de perdas aparentes com o volume de perdas reais.

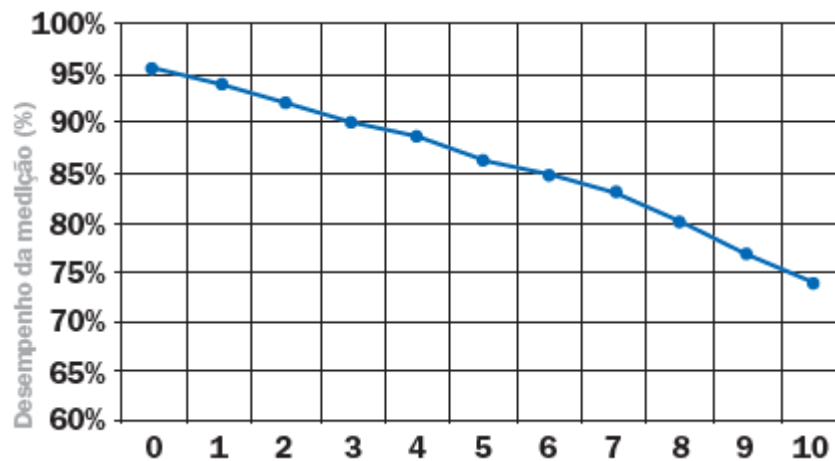
Fonte: Adaptado de AESBE (2015a, p. 11–12).

O volume perdido, ou perda de água, é dividido em duas parcelas, sendo: i) perdas aparentes que advém de um problema de gestão do sistema, enquanto ii) perdas reais referem-se a um problema na infraestrutura. A perda aparente é dividida em três partes: i) submedição; ii) ligações clandestinas / falha de cadastro; e, iii) fraudes.

Segundo a AESBE (AESBE, 2015b), a submedição refere-se ao volume de água que não é registrado pelos hidrômetros e pode ser estimado à luz da norma ABNT NBR 15.538 (ABNT; NBR 15.538, 2014) – Medidores de água potável – ensaios para

avaliação de eficiência. Basicamente, a partir da curva de desempenho de medição dos hidrômetros, em função da sua idade, é possível estimar o volume de água não registrado conhecendo a idade do hidrômetro – ou a idade média de um parque de hidromedicação – e os respectivos volumes micromedidos. A Figura 4 exemplifica a eficiência na medição de um hidrômetro ao longo dos anos, ou seja, a porcentagem de água consumida que realmente é medida.

**Figura 4 – Desempenho da medição de um hidrômetro em função do tempo de instalação.**



Fonte: AESBE (2015b, p. 19).

As outras duas parcelas, ligações clandestinas / falha de cadastro e fraudes, referem-se ao Consumo Não Autorizado obtido a partir de ligações diretas (by-pass), violações de hidrômetro, etc., que se enquadram, de acordo com o Código Penal Brasileiro como furto (AESBE, 2015c). De acordo com a Lei n° 2.848 de 7 de dezembro de 1940 (Brasil, 1997), o Artigo 155 define furto como “Subtrair, *para si ou para outrem, coisa alheia móvel*” e cita no parágrafo 3° que “*Equipara-se à coisa móvel a energia elétrica ou qualquer outra que tenha valor econômico*” ou seja, a água, com uma pena de reclusão de um a quatro anos e multa. Lei n° 11.445 (Brasil, 1997), de 5 de janeiro de 2007, atualizada pela Lei n° 14.026, de 15 de julho de 2020 (Brasil, 2020), estabelece as diretrizes nacionais para o saneamento básico e estabelece no Artigo 40 que:

“Art. 40. Os serviços poderão ser interrompidos pelo prestador nas seguintes hipóteses:

II - necessidade de efetuar reparos, modificações ou melhorias de qualquer natureza nos sistemas, respeitados os padrões de qualidade e continuidade estabelecidos pela regulação do serviço;

III - necessidade de efetuar reparos, modificações ou melhorias de qualquer natureza nos sistemas, respeitados os padrões de qualidade e continuidade estabelecidos pela regulação do serviço;

IV - negativa do usuário em permitir a instalação de dispositivo de leitura de água consumida, após ter sido previamente notificado a respeito;

V- inadimplemento, pelo usuário do serviço de abastecimento de água ou de esgotamento sanitário, do pagamento das tarifas, após ter sido formalmente notificado, de forma que, em caso de coleta, afastamento e tratamento de esgoto, a interrupção dos serviços deverá preservar as condições mínimas de manutenção da saúde dos usuários, de acordo com norma de regulação ou norma do órgão de política ambiental”.

Adicionalmente, o parágrafo 2º estabelece que no caso dos incisos III e V a suspensão deve ser antecedida de um aviso prévio ao usuário de no mínimo 30 (trinta) dias. Desta forma, observa-se um aparato legal, baseado nas Leis nº 2.848, 11.445 e 14.026 (Brasil, 1997, 2007, 2020), para a interrupção do fornecimento de água de forma a minimizar o consumo não autorizado. Grande parte dos furtos ocorrem devido às condições econômicas das famílias. (Ferreira, 2021) destaca que a Tarifa Social, um desconto na conta de água/energia a estes consumidores em situações de vulnerabilidade, quando bem estruturada, garante o acesso a água e dignidade, minimizando o desperdício e as fraudes que, por consequência, levam a um melhor conhecimento e gestão do sistema.

As perdas reais, como conceituado anteriormente, referem-se ao volume de água que volta para o meio ambiente por meio de uma deficiência da infraestrutura física (tubulações, conexões, ramais, etc.), como vazamentos e/ou extravasamentos, antes que seja consumida nas economias. Segundo AESBE (2015d), os vazamentos, parcela predominante da perda real, podem ser classificados, segundo os conceitos da IWA, em visíveis e não visíveis, conforme apresentado na Figura 5. Os vazamentos visíveis referem-se àqueles que afloram, com altas vazões, nas vias e calçadas e, por consequência, são combatidos de forma mais ágil e rápida, tendo uma curta duração. Os vazamentos não visíveis desprendem-se de uma complexidade maior na sua detecção, com necessidade de campanhas de detecção com profissionais qualificados e equipamentos especializados. A faixa de vazamentos não visíveis detectáveis, tem vazões moderadas e a duração depende da frequência de pesquisas de vazamentos. Já os vazamentos não-detectáveis (inerentes) são de baixas vazões e têm longas durações devido à inviabilidade econômica para sua detecção e conserto (Ahopelto; Vahala, 2020).

**Figura 5 – Classificação dos vazamentos segundo IWA.**



Fonte: AESBE (2015d, p. 12).

Ainda segundo a AESBE (2015d), a gestão eficiente do sistema de abastecimento de água requer a definição dos volumes de perdas não-detectáveis, que se referem aos vazamentos que não podem ser identificados tecnicamente ou financeiramente, ou seja, são inevitáveis. Com base em estimativas da IWA (AESBE, 2015d, p. 14) para sistemas com boa infraestrutura e sob excelente gestão, foram determinados os valores inerentes dos vazamentos (perdas inevitáveis), a fim de estabelecer parâmetros. Esses valores de referência permitem que outros sistemas comparem e estabeleçam seus próprios valores mínimos de perdas reais inevitáveis de forma a estabelecerem objetivos e metas de performance, e, de forma global, gerenciar seus sistemas. Os valores de referência são apresentados no Quadro 3.

**Quadro 3 – Parâmetros de referência para vazamentos inerentes.**

Componente da Infraestrutura	Volume de Vazamentos Não-Detectáveis
Redes	9,6 litros/km rede/dia/mca
Ramais domiciliares (rede até o limite do terreno)	0,60 litros/ramal/dia/mca
Ramais domiciliares (intra terreno do usuário) (condição válida somente para países frios, em que o medidor fica abrigado no porão das casas – média de 15 m por ramal interno)	16 litros/km tubulação interna/dia/mca

Fonte: Adaptado de AESBE (2015d, p. 14).

### 3.1.2 Modelagem de Vazamentos

Os vazamentos ocorrem quando a água dentro da tubulação se perde para o ambiente externo, geralmente o solo. Isso acontece quando a pressão no interior da tubulação é maior que a pressão no ambiente externo (atmosférica), e há uma abertura que

conecta o interior da tubulação ao exterior, normalmente uma trinca. Na condição oposta, quando a pressão interior é inferior à pressão atmosférica, ocorre a entrada de outros fluidos e partículas ao interior da tubulação, denominada intrusão. Enquanto os vazamentos têm impacto no gerenciamento da RDA em termos quantitativos, afetando a quantidade de água perdida no processo de distribuição, a intrusão tem impacto qualitativo, afetando a potabilidade da água para consumo humano. Em termos físicos, ambos os processos (vazamento e intrusão) podem ser explicados como sendo a transformação da energia potencial de pressão, no formato de pressão, em energia cinética, descrita pela equação de Torricelli e apresentada na Equação 3.1.

$$V = \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad 3.1$$

em que:

$V [m/s]$  = velocidade;

$g [m/s^2]$  = aceleração da gravidade;

$h [m]$  = diferencial de carga de pressão sobre a abertura de vazamento.

De forma geral, a equação de Torricelli descreve que a velocidade da água ao sair do orifício é igual à velocidade de queda livre das partículas de água de uma altura equivalente à pressão e sem nenhuma resistência. Segundo (Van Zyl; Cassa, 2014), em condições reais os valores observados divergem da Equação 3.1 devido a dois fatores: i) estreitamento (contração) do jato de água após passar pelo orifício; e, b) perdas de energia por atrito. A Equação 3.2 leva em consideração os dois fatores através da inclusão do coeficiente de descarga ( $C_d$ ) e reescrita em função da vazão denominada como equação de um orifício.

$$Qv = C_d \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad 3.2$$

em que:

$Qv [m^3/s]$  = vazão de vazamento;

$C_d [ ]$  = coeficiente de descarga;

$A [m^2]$  = área da abertura de vazamento;

$g [m/s^2]$  = aceleração da gravidade;

$h [m]$  = diferencial de carga de pressão sobre a abertura de vazamento.

A equação 3.2 é fundamentada nos princípios da mecânica dos fluidos em que a vazão de vazamento  $Qv$  é proporcional a raiz quadrada do diferencial de carga de pressão sobre um orifício de vazamento. A partir de resultados experimentais,

observa-se que a Equação 3.2 somente é válida para o regime de escoamento turbulento com número de Reynolds maiores que 4.000-5.000 e tubulações rígidas (e.g., metálicas) com orifícios circulares que não variam sua área com a variação de pressão. Para vazamentos de pequena magnitude de vazão – geralmente parcela predominante na RDA – o regime de escoamento através do orifício é laminar, e, quando o número de Reynolds atinge valores menores que 10, a vazão através do orifício torna-se uma função linear do diferencial de carga de pressão (Van Zyl; Cassa, 2014).

Estudos de Lambert, Fantozzi e Thornton (2013) demonstraram que para RDA a equação pode ser descrita como uma equação de expoente  $N1$ , conhecida como equação  $N1$  e descrita conforme Equação 3.3. O expoente do vazamento  $N1$ , pode ser obtido através de medições da vazão de vazamento e da pressão média em dois intervalos de tempo na RDA, conforme apresentado na Equação 3.4. Em tubulações rígidas (e.g., Ferro Galvanizado, Cobre, etc.) o valor de  $N1$  é bem próximo de 0,5, representando a equação de um orifício (Equação (3.2)). Para tubulações elásticas (e.g., PVC, PEAD, etc.) o valor fica em torno de 1,5, mas com grandes variações com aumento ou diminuição da pressão (Lambert, 2000). A equação em questão, Equação 3.3, é adota em *softwares* de modelagem hidráulica, em destaque o EPANET 2.2 (Rossman, 2000).

$$Q_v = C \cdot h^{N1} \quad 3.3$$

$$\frac{Q_1}{Q_0} = \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^{N1} \quad e \quad N1 = \frac{\log\left(\frac{Q_1}{Q_0}\right)}{\log\left(\frac{h_1}{h_2}\right)} \quad 3.4$$

em que:

$Q_v$  [ $m^3/s$ ] = vazão de vazamento;

$C$  [ $m^{3-N1}/s$ ] = coeficiente de vazamento;

$h$  [ $m$ ] = diferencial de carga de pressão sobre a abertura de vazamento;

$N1$  [ $m$ ] = expoente de vazamento;

$Q_0$  e  $Q_1$  [ $m^3/s$ ] = vazão de vazamento inicial e final;

$h_0$  e  $h_1$  [ $m^3/s$ ] = pressão média inicial e final.

Van Zyl e Clayton (2007) destacam que o valor do expoente de vazamento  $N1$ , na Equação 3.4, pode variar entre 0,36 e 2,95 (Schwaller; Van Zyl, 2014, 2015) devido a quatro motivos: i) regime de escoamento do vazamento (laminar, transição ou

turbulento); ii) material da tubulação (e.g., PVC, PEAD, etc.); iii) características do solo envolvendo a tubulação; e; iv) vazão escoada. Dentre os quatro principais motivos, Schwaller e Van Zyl (2014, 2015) atribuem que o comportamento do material da tubulação é o fator mais relevante na modelagem dos vazamentos. Especificamente, o aumento da área de vazamento devido ao aumento da pressão, ou a diminuição da área de vazamento devido à diminuição da pressão, são os aspectos que mais interferem no expoente de vazamento  $N1$ . Além disso, o estudo de Kabaasha, Van Zyl e Piller (2018) indica que a equação  $N1$  estima os vazamentos com um erro médio de 20%, e, de forma pontual supera 60% de erro em algumas condições. Os erros podem ser atribuídos às limitações/desvantagens da equação, sendo:

- a) refere-se a uma equação empírica sem embasamento nos princípios da mecânica dos fluidos;
- b) os valores de  $C$  e  $N1$  são dependentes das estimativas realizadas pela equação 3.4, ou seja, não são constantes; e,
- c) a equação é de dimensão estranha e variável, pois as unidades de  $C$  incluem o expoente  $N1$  que tem grande variabilidade.

Em outubro de 1994 Jhon Henry May apresentou no *World Water and Environmental Engineering* um artigo no qual os vazamentos em RDAs são, geralmente, mais sensíveis ao diferencial de carga de pressão do que o apresentado nas equações 3.1 e 3.2 de Torricelli (Lambert; Fantozzi; Thornton, 2013). A equação apresentada por Jhon Henry May (May, 1994), Equação 3.6, introduz o conceito de que os vazamentos ocorrem por meio de orifícios com formatos irregulares (e.g., rachaduras longitudinais) cuja dimensão pode variar de acordo com o diferencial de carga de pressão e o tipo de material (e.g., materiais elásticos como o PVC), conforme Equação 3.5. Combinando a equação do orifício (Equação 3.2) e a Equação 3.5, resulta na Equação 3.6, inicialmente descrita por May em 1994 e conhecida como FAVAD (*Fixed and Variable Area Discharges*) e recomendada pela IWA Losses Task Force. Kabaasha, Van Zyl e Piller (2018) destacam que a equação FAVAD apresenta resultados mais realistas quando comparada com a equação  $N1$ .

$$A = A_0 + m \cdot h \quad 3.5$$

$$Qv = C_d \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (A_0 \cdot h^{0,5} + m \cdot h^{1,5})} \quad 3.6$$

em que:

$A [m^2]$  = área da abertura de vazamento;  
 $A_0 [m^2]$  = área de abertura inicial (diferencial de carga de pressão igual a zero);  
 $m [m]$  = potencial de aumento da área sob uma pressão  $h$ ;  
 $Q_v [m^3/s]$  = vazão de vazamento;  
 $C_d [ ]$  = coeficiente de descarga;  
 $g [m/s^2]$  = aceleração da gravidade;  
 $h [m]$  = diferencial de carga de pressão sobre a abertura de vazamento.

Ao analisar a equação 3.6, observa-se a correlação entre a pressão e o vazamento, devendo, inicialmente, ser definida a área inicial de vazamentos ( $A_0$ ) e o potencial de aumento ( $m$ ), para determinar a vazão de vazamento devido a um dado diferencial de carga de pressão. Entretanto, a definição da área inicial ( $A_0$ ) e o potencial de aumento ( $m$ ) nem sempre são de obtenção direta e rápida, motivo pelo qual os *softwares* de modelagem hidráulica utilizam a equação 3.3. Van Zyl e Malde (2017) compilam diversos estudos na área e listam os principais conhecimentos sobre a equação FAVAD:

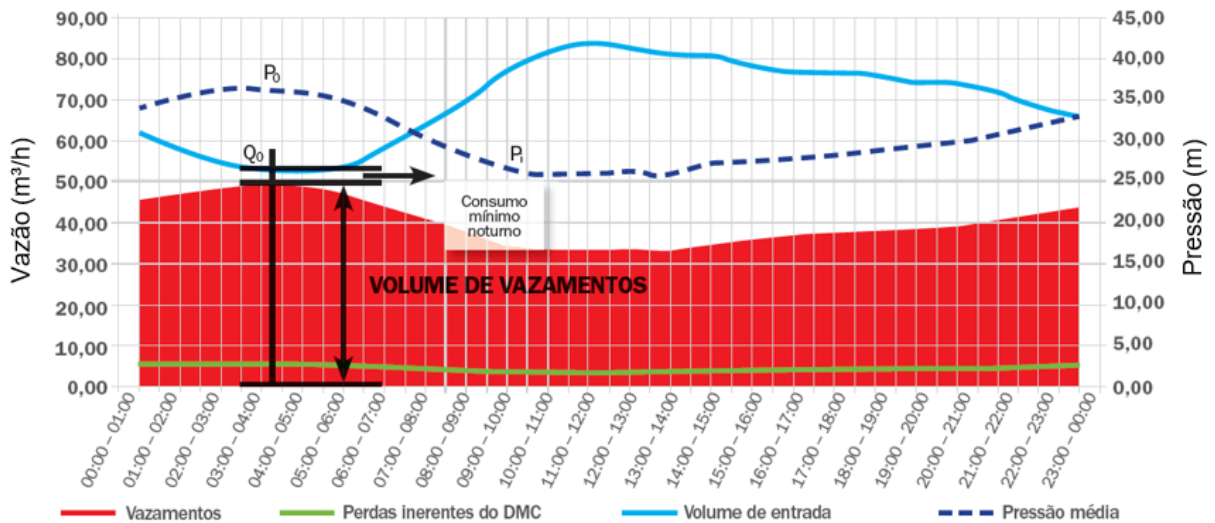
- a) aberturas circulares (orifícios) variam muito pouco sua área inicial, independente do material (rígido ou flexível), com a pressão. Por isso, o potencial de aumento ( $m$ ) pode ser assumido igual a zero;
- b) o potencial de aumento ( $m$ ) em tubulações de aço são desprezíveis e assumido igual a zero;
- c) aberturas, no formato de rachaduras/trinca, que se estendem ao longo da circunferência tendem a ter potencial de aumento ( $m$ ) pequeno ou frequentemente negativo. Isso significa que o aumento de pressão pode levar ao fechamento da abertura devido às tensões circunferenciais e ao efeito de Poisson; e,
- d) aberturas, no formato de rachaduras/trinca, que se estendem ao longo do comprimento (longitudinais) apresentam o maior potencial de aumento ( $m$ ) entre os anteriores. O potencial de aumento e a razão de Poisson tem efeito negligenciável. Estimativas para o potencial de aumento ( $m$ ) (Cassa; Van Zyl, 2013; Van Zyl; Cassa, 2014) levam em consideração o diâmetro da tubulação, comprimento da abertura, módulo de elasticidade do material e a espessura da parede da tubulação.

### 3.1.3 Vazões Mínimas Noturna

O monitoramento da pressão e vazão durante o período noturno, geralmente entre 2:00 e 4:00 da manhã (AESBE, 2015d), tem sido utilizado para avaliar os níveis de vazamento em diferentes setores do sistema. Durante esse período, o consumo é mínimo devido a menor atividade da população, enquanto os vazamentos são mais evidentes, pois a pressão média atinge seu valor máximo e se aproxima da pressão estática. Além disso, esse monitoramento contínuo, realizado 24 horas por dia, durante todo o ano, também serve como uma ferramenta para detectar prontamente o surgimento de novos vazamentos. De acordo com García, Cabrera e Cabrera Jr. (2008), a metodologia de Vazão Mínima Noturna (*Minimum Night Flow - MNF*) envolve essencialmente dois cálculos: i) estimativa do vazamento ( $Q_v$ ); e ii) extrapolação para o período de 24 horas com o Fator Noite-Dia (*FND*).

A Figura 6 ilustra o Método das Vazões Mínimas Noturnas (MNF). Durante o período de vazão mínima de  $55 \text{ m}^3/\text{h}$ , representado pela linha azul contínua e ocorrendo entre 03:00 e 04:00 da manhã, é observado que a carga de pressão, indicada pela linha tracejada, atinge seu valor máximo, aproximadamente 37 m, enquanto o consumo é de cerca de  $5 \text{ m}^3/\text{h}$ . A diferença entre a vazão mínima e o consumo corresponde aos vazamentos, que nesse período apresentam os valores mais altos (hachura em vermelho), atingindo aproximadamente  $50 \text{ m}^3/\text{h}$  devido ao momento da pressão máxima e justificado pela relação direta entre vazamento e pressão (Equação 3.3). À medida que as horas avançam, a vazão que entra no sistema (macromedida) aumenta, chegando a valores máximos de aproximadamente  $80 \text{ m}^3/\text{h}$ , enquanto a carga de pressão diminui para valores mínimos de cerca de 25 m. Isso resulta nos menores valores de vazamento, cerca de  $18 \text{ m}^3/\text{h}$ . Para se determinar o valor do vazamento diário é necessário, então, conforme abordado por García, Cabrera e Cabrera Jr. (2008), determinar a estimativa do vazamento para o momento de vazão mínima e a extrapolação para o período de 24 horas com o *FND*.

Figura 6 – Método das Vazões Mínimas Noturnas.



Fonte: AESBE (2015d).

No primeiro cálculo, o vazamento ( $Q_v$ ) é determinado como a diferença entre a vazão macromedida, vazão que entra no setor (Distrito de Medição e Controle – DMC) ( $Q_{DMC}$ ), e a vazão micromedida, vazão consumida pelos usuários, conforme a Equação 3.7. O vazamento ( $Q_v$ ) engloba todas as perdas reais, tanto visíveis quanto invisíveis (inerentes e detectáveis). Para estimar o consumo mínimo noturno ( $Q_c$ ), a AESBE (2015d) sugere tirar a média entre duas leituras de uma amostra aleatória de pelo menos 30 consumidores residenciais, extrapolando esse valor para o número total de consumidores do distrito. Além disso, leituras individuais devem ser realizadas para grandes consumidores (com consumo acima de  $0,5 \text{ m}^3/\text{h}$ ). Na ausência de dados específicos e campanhas de campo, a Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo (SABESP) estabelece um consumo legítimo de  $0,34 \text{ L/hora}$  por habitante e  $0,50 \text{ L/hora}$  por ramal pressurizado abastecido diretamente pela rede (AESBE, 2015d).

$$Q_v = Q_{DMC} - Q_c \quad 3.7$$

em que:

$Q_v \text{ [m}^3/\text{h]}$  = vazão de vazamento;

$Q_{DMC} \text{ [m}^3/\text{h]}$  = vazão que entra no setor;

$Q_c \text{ [m}^3/\text{h]}$  = vazão consumida.

Após determinar a vazão de vazamento para o período de mínima vazão, é necessário extrapolar esse valor para o restante do dia. A AESBE (2015d) destaca que, devido à variação da pressão ao longo do dia, comum em zonas predominantemente residenciais e comerciais, com valores mínimos durante os períodos de consumo

máximo e valores máximos durante a hora de mínima vazão, observados na Figura 6, não é adequado simplesmente multiplicar o valor de vazamento por 24 (número de horas no dia), pois isso resultaria em uma superestimação do volume diário de vazamento. Portanto, é necessário determinar o fator multiplicador, conhecido como *FND*, que pode ser calculado usando a Equação 3.8. Essa equação envolve o somatório da razão da pressão média do setor no momento *i* pela pressão média no momento da mínima vazão, elevada ao expoente de vazamento, discutido na subseção 3.1.2.

$$FND = \sum_{i=1}^{24} \left( \frac{P_i}{P_0} \right)^{N1} \quad 3.8$$

em que:

*FND* [ ] = fator Noite-Dia;

*P<sub>i</sub>* [m] = carga de pressão média do setor na hora *i*;

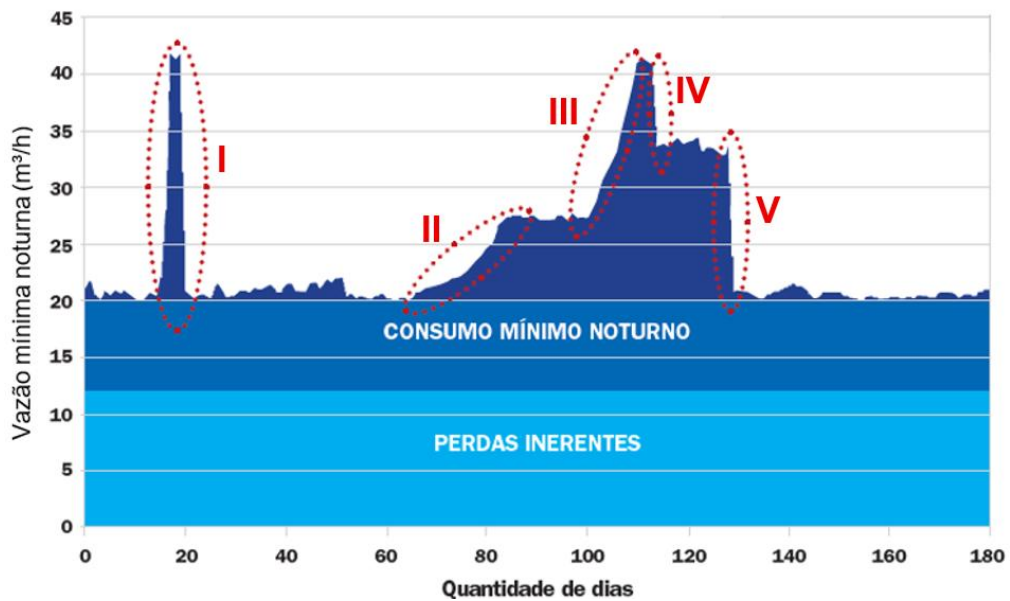
*P<sub>0</sub>* [m] = pressão média do setor na hora da vazão mínima noturna;

*N1* [m] = expoente de vazamento.

A Figura 7, extraída da AESBE (2015d), ilustra como o monitoramento contínuo da Vazão Mínima Noturna em um DMC (Distrito de Medição e Controle) auxilia na gestão e controle de vazamentos. A imagem destaca 5 pontos importantes. No primeiro (I) ponto, é retratado um vazamento visível de grande magnitude, que resulta em um aumento na vazão noturna de aproximadamente 20 m<sup>3</sup>/h para 42 m<sup>3</sup>/h. Do ponto de vista dos dados, isso indica uma mudança abrupta e evidencia uma anomalia, no caso, o vazamento visível. Por se tratar de um vazamento visível, atingindo a superfície, foi facilmente localizado e reparado em um curto período, tendo uma curta duração, conforme o monitoramento. O segundo (II) destaque representa um vazamento não visível, que requer mais tempo para ser localizado e, conseqüentemente, tem uma duração maior, conforme o monitoramento. O terceiro destaque (III) mostra o surgimento de um novo vazamento visível, juntamente com o vazamento não visível já existente. O vazamento visível foi prontamente solucionado, levando ao quarto destaque (IV), que indica a resolução do segundo vazamento visível. No entanto, as vazões mínimas noturnas permanecem em um nível mais elevado, de aproximadamente 38 m<sup>3</sup>/h, devido ao vazamento não visível. Por fim, o quinto e último destaque (V) representa o momento no qual vazamentos não visíveis, que haviam sido detectados anteriormente, foram localizados e reparados. Isso resultou no retorno

das vazões mínimas noturnas ao patamar inicial de aproximadamente 20 m<sup>3</sup>/h. Desta forma, observa-se que o tempo necessário para detectar, localizar e reparar os vazamentos tem um impacto direto no volume de água perdido e, conseqüentemente, na eficiência do setor. A subseção 3.1.4 destina-se em abordar a gestão e controle de vazamentos, de forma a avaliar e melhorar a eficiência do setor, reduzir custos e atender com equidade os consumidores.

**Figura 7 – Monitoramento contínuo da Vazão Mínimas Noturna em um DMC.**



Fonte: AESBE (2015d).

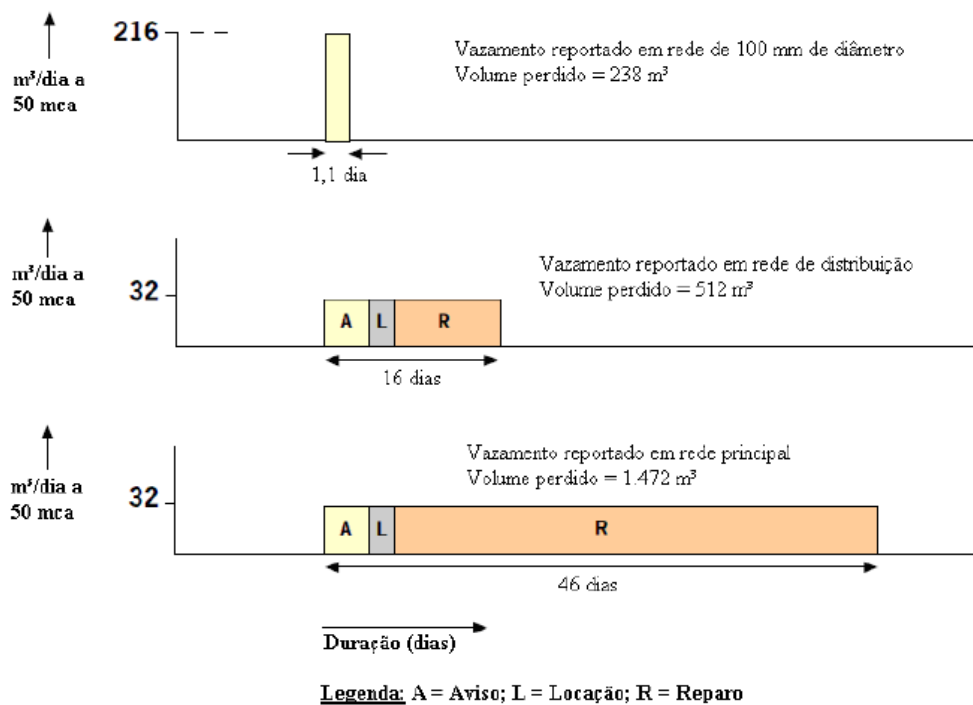
### 3.1.4 Gestão e Controle de Vazamentos

No capítulo 3.1.1, é destacado que uma parcela da água captada e tratada não chega aos usuários finais (consumidores), representando a perda real. Analisando a matriz do balanço hídrico, apresentada no Quadro 1, observa-se que o termo perda real refere-se a duas parcelas: i) vazamentos; e, ii) extravasamentos. Os vazamentos constituem a maior parcela do volume total da perda real e, por isso, é imprescindível implementar uma gestão e controle eficazes a fim de preservar os recursos naturais e aprimorar a eficiência dos sistemas de abastecimento de água.

A Figura 8 apresenta o impacto da magnitude do vazamento e do tempo de reparo no volume total perdido, fatores que afetam no volume final de água perdido. Ambos os vazamentos, apresentados na Figura 8, foram reportados em uma rede de 100 mm de diâmetro e uma pressão média de 50 m. No caso do vazamento de maior magnitude, com uma vazão de 216 m<sup>3</sup>/dia e um tempo total de reparo de 1,1 dia, o

volume perdido foi de 238 m<sup>3</sup>. Conforme a magnitude do vazamento diminui, o tempo de reparo aumenta. O vazamento com magnitude de 32 m<sup>3</sup>/dia e tempo total de reparo de 16 dias resultou em um volume perdido total de 512 m<sup>3</sup>. Se o tempo de reparo fosse estendido para 46 dias, o volume perdido chegaria a 1.472 m<sup>3</sup>. Observa-se, portanto, que apesar de pequenas magnitudes, o longo tempo de reparo têm um impacto significativo no volume final perdido. Outro percalço é que, à medida que a magnitude do vazamento diminui, a emissão sonora também diminui.

**Figura 8 – Volume estimado de perdas em vazamentos em função do tempo até o reparo.**



Fonte: Farley (2001) *apud* Manzi (2017).

Para o gerenciamento de vazamentos a IWA *Water Loss Task Force* (WLTF) apresenta quatro atividades básicas listadas a seguir e apresentadas na Figura 9 (Lambert, 2000; Charalambous; Foufeas; Petroulias, 2014): i) Gerenciamento dos materiais da tubulação; ii) Velocidade e Qualidade nos Reparos; iii) Controle de Vazamentos Ativo; e iv) Gerenciamento da pressão. No centro da Figura 9 são destacados três retângulos: O vermelho (menor) representa uma parte da perda real anual que é inevitável (incipiente / não-detectável), chamada de UARL (*Unavoidable Annual Real Losses*). O amarelo (intermediário) representa o nível econômico de perda real, ou seja, o valor da perda real anual que se deseja atingir. O azul (maior) representa a situação atual do sistema. As quatro atividades básicas têm como

objetivo melhorar a gestão e controle de vazamentos, de forma que a perda real anual diminua e saia da situação atual (área azul) para a desejada (área amarela).

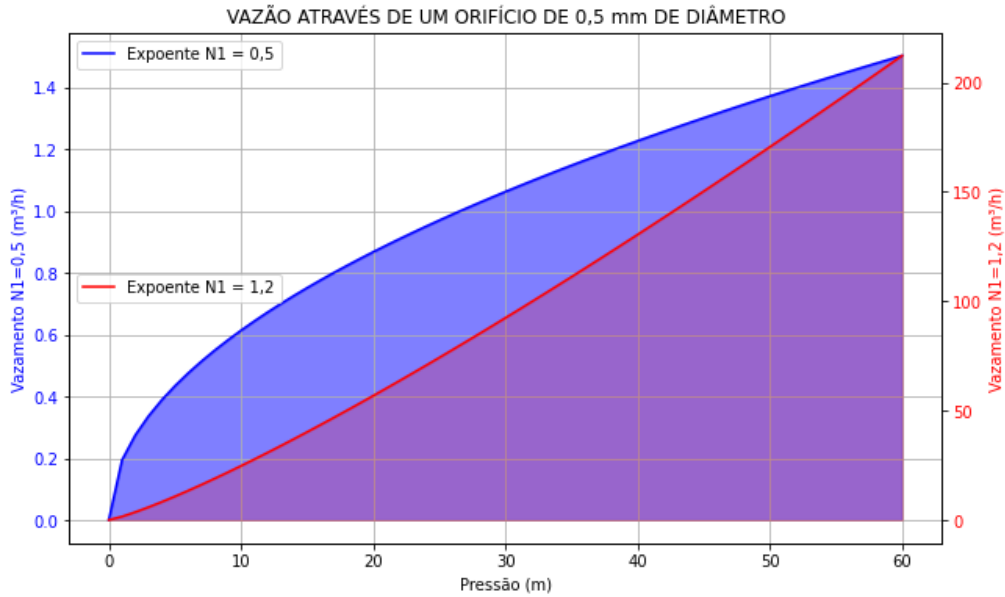
**Figura 9 – Quatro atividades básicas no gerencialmente de vazamentos.**



Fonte: Adaptado de Lambert (2000).

A primeira das quatro atividades básicas refere-se ao gerenciamento da pressão. A magnitude do vazamento está diretamente relacionada com a pressão, como descrito na seção 3.1.1 e ilustrado no exemplo de um orifício de 5 mm apresentado na Figura 10. Quando a pressão atinge o valor mínimo normativo da pressão dinâmica para o abastecimento contínuo em redes de distribuição de água – conforme definido pela ABNT NBR 12.218 de 2017 (ABNT; NBR 12.218, 2017) –, que é de 10 m, e adotando um expoente  $N1$  de 0,5, o vazamento é de aproximadamente 0,6 m<sup>3</sup>/h. No entanto, quando a pressão atinge o valor máximo normativo – pressão estática de 50 m– o vazamento aumenta em 130%, atingindo 1,4 m<sup>3</sup>/h. Considerando um expoente  $N1$  de 1,2 o valor pode chegar à aproximadamente 175 m<sup>3</sup>/h.

**Figura 10 – Variação do vazamento de acordo com a pressão e expoente N1.**



Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

Conforme apresentado na Figura 10, a redução do excesso de pressão – valor superior ao mínimo normativo para funcionamento adequado – também diminuirá a magnitude dos vazamentos. Para implementar o gerenciamento de pressão, diversas estratégias estão sendo utilizadas, com destaque: setorização (Distritos de Medição e Controle - DMC), instalação de válvulas redutoras de pressão (VRP), implementação de regras de operacionais em estações de bombeamento, entre outras. No estudo realizado por Zhang, Chu e Yu (2021) houve a combinação da técnica de setorização com a instalação de VRPs para reduzir as perdas por vazamentos, obtendo uma redução de até 17% nos valores iniciais de perda. Em outro estudo realizado por Shao *et. al.* (2019) foi observada uma redução de 33,4% nas perdas por vazamentos e 25,4% no consumo de energia, totalizando uma redução global no custo de operação em 33,1% ao utilizar bombas com rotação variável e VRP. Uma solução alternativa à VRPs é apresentada por Meirelles *et. al.* (2018) com o uso de bombas funcionando como turbinas (PATs), na qual parte da pressão reduzida é convertida em energia elétrica. Os resultados mostram que as PATs apresentam resultados similares às VRPs do ponto de vista hidráulico, com a vantagem adicional da geração de energia elétrica.

Na segunda atividade, gerenciamento da infraestrutura, a gestão do ativo (e.g., tubulações, válvulas, estações de bombeamento, etc.) é uma ferramenta para lidar com a perda real de forma econômica. Neste contexto, é crucial estabelecer

prioridades na manutenção da infraestrutura física ao longo da vida útil. De acordo com Charalambous, Foufeas e Petroulias (2014) a tomada de decisão nesse aspecto envolve, por exemplo, a opção de reparar, substituir ou reabilitar uma tubulação com vazamentos de maneira mais eficiente em termos monetários. Além disso, os autores listam os principais fatores no gerenciamento da infraestrutura:

- a) compreender o comportamento das incidências, como, por exemplo, identificar as situações em que ocorrem rompimentos de tubulações (e.g., advindas de intermitência, situações de emergências (incêndios), etc.);
- b) coletar dados e transformá-los em informações relevantes, obtendo conhecimento sobre as áreas com maior incidência de intermitência, vazamentos, idade média das tubulações, número de manutenções, entre outros; e,
- c) ter um sistema de informação eficiente, como sistemas baseados em SIG (Sistema de Informações Geográficas), por exemplo QGIS, nos quais é possível ter o cadastro da infraestrutura e atribuir características a ela (e.g., materiais, idade, número de manutenções, etc.).

A terceira atividade, Velocidade e Qualidade nos Reparos, enfoca-se na ação direta da atividade de gerenciamento da infraestrutura: a execução da manutenção. Essa atividade tem como objetivo principal garantir a agilidade e qualidade no reparo de vazamentos após sua detecção. Quanto maior o tempo necessário para realizar o reparo, maior será o volume perdido pelo vazamento e, conseqüentemente, as perdas reais aumentarão. Por outro lado, a qualidade do reparo é de extrema importância, uma vez que, mesmo que o reparo seja rápido, se o vazamento persistir e ocorrer repetidamente no futuro, o volume total do vazamento poderá ser maior que se tivesse sido realizado apenas um único reparo mais demorado, porém eficiente. Charalambous, Foufeas e Petroulias (2014) destacam algumas questões-chave a serem consideradas na terceira atividade:

- a) é fundamental contar com uma organização e procedimentos eficientes, desde o alerta inicial até a execução do reparo. Nesse sentido, processos padronizados, aliados a colaboradores devidamente treinados, são essenciais para garantir a qualidade superior no reparo;
- b) a disponibilidade de equipamentos e materiais adequados desempenha um papel crucial na agilidade do reparo. A falta desses recursos adequados

resulta em vazamentos prolongados, até que os equipamentos e materiais necessários sejam adquiridos e o reparo seja efetuado;

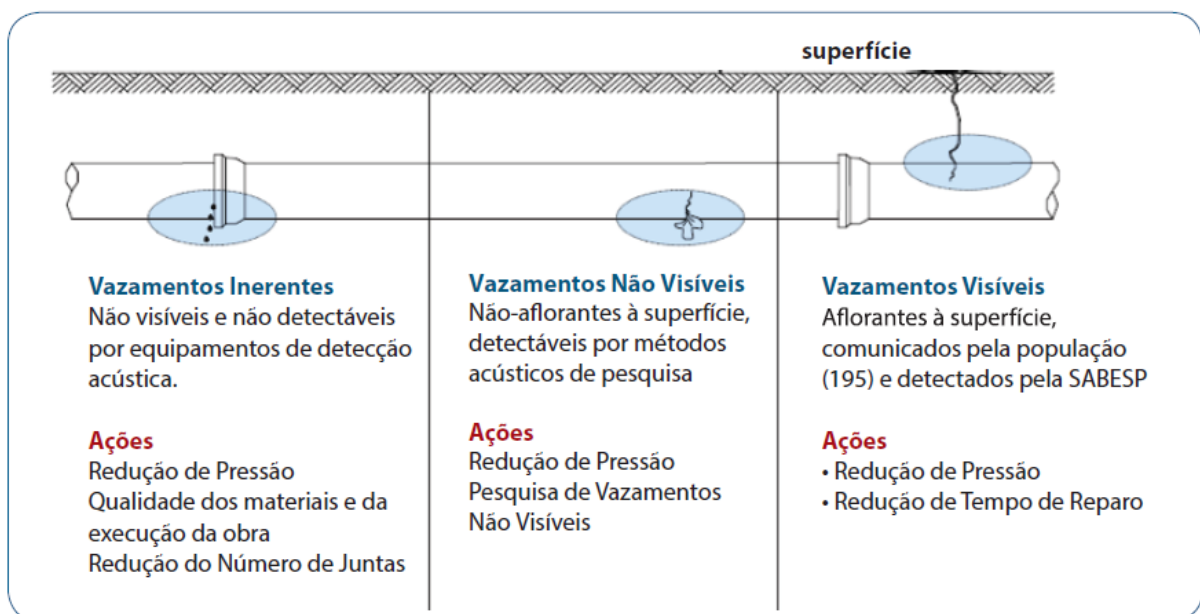
- c) é necessário estabelecer padrões mínimos de qualidade aos materiais utilizados e normas adequadas para execução das manutenções. Esse ponto é crucial para assegurar a qualidade do reparo e evitar o reaparecimento de vazamentos no mesmo local. O uso de materiais de baixa qualidade e a realização de reparos sem seguir procedimentos normativos, muitas vezes baseados em experiências empíricas e soluções imediatas, podem resultar em uma qualidade deficiente no reparo e, conseqüentemente, no reaparecimento do vazamento posteriormente; e,
- d) o comprometimento tanto da administração quanto dos funcionários é essencial. Não adianta ter normas adequadas, materiais de boa qualidade, equipamentos e procedimentos eficientes se o ambiente de trabalho não for de qualidade, o que prejudicaria a execução dos serviços pelos colaboradores.

O Controle de Vazamentos Ativo, última das quatro atividades básicas, visa detectar e localizar vazamentos de forma contínua, possibilitando reparos ágeis. Segundo Gupta e Kulat (2018), os vazamentos podem ser identificados por meio de técnicas acústicas e não-acústicas. As técnicas acústicas variam desde as mais simples, como uso de varas de escuta, na qual um colaborador percorre a infraestrutura, geralmente no período noturno devido ao aumento da vazão de vazamentos pelo aumento da pressão na rede, auscultando à procura de um ruído característico de vazamento (Ozevin; Harding, 2012). Por outro lado, dispositivos mais avançados, como registradores de dados acústicos, correlacionam ruídos gravados a possíveis vazamentos. As técnicas não-acústicas baseiam-se, por exemplo, na inserção e rastreamento de um determinado gás, em tubulações não metálicas e de baixa pressão, em que a fuga do gás (perda de concentração) indica de forma precisa a localização do vazamento, embora com custo mais elevado (Ghazi; Marshall, 2014; Haniffa; Hashim, 2011). A termografia, identifica áreas com temperaturas mais baixas, indicado a probabilidade de um vazamento (Yahia *et al.*, 2021; Manekiya; Arulmozhivarman, 2016). Os Radares de Penetração de Solo (GPR) são capazes de identificar irregularidades, como quebras nas tubulações (Gamal *et al.*, 2023; Abouhamad; Zayed; Moselhi, 2016). Outros, de embasamento matemático, indicam

regiões com maior probabilidade de vazamento. Geralmente, em campanhas de detecção e localização de vazamentos (controle ativo), são empregadas duas ou mais técnicas a fim de gerenciar eficientemente a infraestrutura e reduzir as perdas reais ao mínimo econômico. As técnicas, acústicas e não-acústicas, que são amplamente utilizadas no Controle de Vazamento Ativo, são descritas na subseção 3.2.

A Figura 11 ilustra os tipos de vazamentos discutidos na subseção 3.1.4, método de localização associado e as ações recomendadas para minimizar o volume perdido. É observado que os vazamentos inerentes (não visíveis e não detectáveis) estão fora da faixa de detecção dos equipamentos acústicos devido à baixa emissão sonora com um longo tempo de detecção e reparo. Esses vazamentos geralmente ocorrem nas juntas das tubulações, e sua redução exige a melhoria na qualidade dos materiais e na execução da obra. Os vazamentos não visíveis, mas detectáveis, referem-se a vazamentos de magnitude que estão dentro da faixa de sensibilidade dos dispositivos acústicos. Esses vazamentos podem ter seu volume reduzido por meio da diminuição da pressão e, principalmente, através de campanhas de pesquisa de vazamentos, para agilizar o processo de detecção/localização, e, posteriormente, reparo. Por fim, os vazamentos visíveis são rapidamente detectados e reparados, pois a população em geral pode localizá-los e informar à operadora do sistema sobre a existência do vazamento.

**Figura 11 – Tipos de vazamentos e ações de combate a perda reais.**



Fonte: Brasil (2014).

Além da perda por vazamentos evidenciarem a ineficiência do sistema resultando na perda direta de ativo (e.g., água, produtos químicos, etc.) e monetárias, quando atingem níveis elevados, podem também ocasionar diversos problemas operacionais, a exemplo (Kumpel; Nelson, 2013, 2016):

- a) operação intermitente: ocorre quando nem todos os consumidores recebem água ou uma quantidade insuficiente ao longo do dia, proporcionando a perda de equidade no sistema. Isto ocorre devido aos vazamentos elevados, que aumentam a vazão escoada e provocam maiores perdas de energia no percurso (perda de carga). Como resultado, as pressões ao longo do sistema diminuem, atingindo, em alguns momentos do dia, valores inferiores ao mínimo estabelecido normativamente. Por consequência, consumidores em locais desfavoráveis (e.g., cota elevada e distante de reservatórios), enfrentam desabastecimento ou abastecimento insuficiente;
- b) esvaziamento de reservatórios: ocorre quando a demanda diária supera, devido aos altos índices de vazamento, a capacidade de armazenamento dos reservatórios. Isso resulta no esgotamento do reservatório, levando à falta de abastecimento para a população, além da entrada de ar nas tubulações;
- c) entrada de ar na tubulação: ocorre devido à intermitência ou a ondas de subpressão, quando, parte da tubulação fica com pressão igual ou inferior à atmosférica, resultando em trechos de tubulações parcialmente ou totalmente vazia e/ou devido à entrada de ar no esvaziamento dos reservatórios. O ar aprisionado na tubulação, quando não evacuado corretamente, pode se acumular em pontos altos e/ou trechos retilíneos, provocando perdas de carga elevada e/ou elevando a geração de transitórios hidráulicos que podem levar ao colapso ou rompimento da tubulação, aumentando a necessidade de reparos na infraestrutura; e,
- d) perda de qualidade da água: os trechos no qual a tubulação permanece parcialmente e/ou totalmente vazia podem servir como portas para a entrada (intrusão) de microrganismos patogênicos ou contaminantes químicos presentes no solo. Isto leva à deterioração da qualidade da água, podendo acarretar efeitos prejudiciais dado o consumo humano.

### 3.2 Detecção e Localização de Vazamentos

Neste momento, é de grande importância compreender e distinguir a detecção e a localização de vazamentos. De acordo com o Manual de Gerenciamento de Controle de Vazamentos da Organização Mundial da Saúde (*World Health Organization, 2017*), a detecção se refere ao processo de identificar o surgimento de um vazamento e delimitar a área em que esse vazamento pode estar ocorrendo, permitindo uma investigação mais precisa na etapa seguinte, que é a localização. Por outro lado, a localização do vazamento consiste em identificar a posição onde o vazamento se encontra antes da realização da escavação e do reparo. Em outras palavras, a detecção tem como objetivo identificar a existência de vazamentos e delimitar áreas para uma busca mais precisa, enquanto a localização refere-se à busca da posição exata onde o vazamento se encontra dentro da área delimitada.

Conforme abordado anteriormente, a gestão e controle de vazamentos desempenham um papel fundamental para alcançar os níveis mínimos de perdas por vazamento, e, por consequência, para alcançar o patamar do nível econômico de perda real. Para essa finalidade, diversos métodos são propostos e amplamente utilizados para auxiliar na detecção e localização de vazamentos na RDA. De acordo com Kammoun, Kammoun e Abid (2022) e Negm, Ma e Aggidis (2023), os métodos podem ser divididos em dois grupos principais: i) baseados em *hardwares*, que envolvem o uso de componentes físicos, como hastes de escuta, inspeções com câmeras, etc.; e, ii) baseados em *softwares*, que consistem em fórmulas matemáticas, estatísticas, físicas e de inteligência artificial que tentam descrever o comportamento dos vazamentos no sistema. As técnicas de *hardwares* são divididas, neste capítulo, em métodos acústicos e não acústicos nos subitens 3.2.1 e 3.2.2, enquanto as técnicas baseadas em *softwares* são generalizadas em termos matemáticos e apresentadas na subseção 3.2.3.

#### 3.2.1 Métodos Acústicos

Os métodos acústicos são baseados na compreensão da propagação de ondas sonoras que se propagam no interior da tubulação, as quais sofrem alterações quando há alguma anomalia na tubulação (*e.g.*, trincas/vazamentos, incrustações, etc.). Essas alterações geram interferências no sinal acústicos, que podem ser identificadas e

localizadas por meio da análise das frequências sonoras registradas. Segundo Adegboye, Fung e Karnik (2019) é possível detectar e localizar, por exemplo, vazamentos, a partir do ruído ou vibração gerados devido ao diferencial de carga de pressão causado. Essa detecção/localização podem ser realizadas utilizando dispositivos simples, como hastes de escutas, ou por meio de técnicas mais avançadas, como a correlação de ruídos.

Martini, Troncosi e Rivola (2016a, 2016b) destacam que a utilização do fenômeno vibro-acústico, geralmente na faixa sônica e ultrassônica (até 1 MHz), referem-se a técnicas não intrusivas e não destrutivas, ou seja, as informações são coletadas sem inserir nenhum equipamento dentro da tubulação nem danificar a infraestrutura existente. A análise e compreensão do fenômeno vibro-acústico são úteis para identificar diversas irregularidades nas tubulações e acessórios, tais como trincas, ligações clandestinas, incrustações. A *American Society for Testing and Materials* (ASTM E1316-16A, 2016; Martini; Troncosi; Rivola, 2016a, 2016b) destaca alguns parâmetros que auxiliam na compreensão do fenômeno de Emissão Acústica (EA):

- a) *hit* (Atingir): refere-se à quando um sinal de EA ultrapassa um limite predefinido. Isso pode indicar a presença de algum evento ou fenômeno, como um vazamento, trinca ou outro tipo de anomalia da tubulação;
- b) contagem: refere-se ao número de vezes que um *hit* foi observado ao longo do tempo. Por exemplo, durante um teste, pode-se contar quantas vezes o sinal excede o limite em intervalos específicos para obter informações sobre a frequência e intensidade das emissões acústicas detectadas; e,
- c) amplitude do sinal: refere-se à magnitude da EA e indica quão intenso é o evento em termos de magnitude do sinal, e, possivelmente, a magnitude do vazamento.

Van Arsdel (2017) aborda três fatores essenciais a serem considerados no uso das técnicas acústicas:

- a) pressão: é observado que a energia dissipada por ruídos e vibrações resultantes da saída da água e do contato com o solo (revestimento) aumenta proporcionalmente à medida que a pressão da área investigada aumenta. Em outras palavras, quanto maior a pressão, maior será a distância alcançada pela

onda sonora e sua amplitude. Portanto, em áreas de alta pressão, equipamentos mais simples, como hastes de escuta, podem ser eficazes, pois o ruído do vazamento será maior (mais audível) e se propagará por maiores distâncias, chegando à superfície com mais facilidade.

- b) materiais e diâmetro da tubulação: o material da tubulação desempenha um papel importante na capacidade de condução e dissipação das ondas sonoras. Tubulações metálicas transmitem o som a distâncias maiores e com maior velocidade em comparação com tubulações de plástico. Isso ocorre porque a velocidade de propagação do som (celeridade) em tubulações metálicas é aproximadamente duas vezes maior (1.000 m/s) do que em tubulações de plástico (500 m/s). O mesmo princípio se aplica ao diâmetro da tubulação, pois a celeridade é inversamente proporcional ao diâmetro, ou seja, quanto menor o diâmetro, maior a celeridade. Portanto, equipamentos mais simples, como hastes de escuta, apresentam melhores resultados em tubulações metálicas e em tubulações com diâmetros menores; e,
- c) tipo de revestimento do solo: a composição do solo, o nível do lençol freático e a vegetação superficial, ou seja, tudo que envolve a tubulação, afetam a condução das ondas sonoras até a superfície, impactando diretamente na capacidade de detecção de vazamentos, especialmente nas técnicas geofonadas.

Manzi (2017) categoriza os métodos acústicos em três tipos e descreve as principais características:

- a) geofonamento: refere-se ao uso de dispositivos mecânicos, como hastes de escuta, ou eletrônicos, como geofones, para identificar ruídos e vibrações causados pelo atrito da água ao escapar pelas aberturas de vazamentos e pelo impacto com o solo (revestimento). Dispositivos mais avançados, como geofones, podem ser equipados com filtros que reduzem ou isolam ruídos externos. A aplicação dessa técnica está intimamente ligada aos fatores discutidos por Van Arsdel (2017). De acordo com Gonçalves (2007), a Haste de Escuta opera dentro da faixa de frequência de 200 a 1.500 Hz, sendo que a detecção é facilitada especialmente na faixa de 600 a 800 Hz e menos sensível que o geofone eletrônico. Por outro lado, o geofone mecânico utiliza o princípio

da estetoscopia e é menos sensível, também, em comparação ao geofone eletrônico, que é composto por amplificador, sensor e fones de ouvido, operando na faixa de 100 a 2.700 Hz;

- b) armazenamento de ruídos: são dispositivos instalados no sistema que registram dados sonoros de ruídos e vibrações ao longo de um determinado período de tempo. Geralmente, a coleta de dados é realizada durante a noite, pois nesse período as variáveis hidráulicas potencializam a captação de ruídos advindos de vazamentos. Por exemplo, no período noturno o consumo de água é mínimo, resultando em pressões máximas e, conseqüentemente, em vazões predominantemente provenientes de vazamentos. Dessa forma, os parâmetros destacados por ASTM E1316-16a (2016) *apud* Martini, Troncossi e Rivola (2016a, 2016b) sofrem menos interferências de outras variáveis hidráulicas, resultando em leituras mais precisas correlacionadas aos vazamentos. A coleta de dados depende da localização dos dispositivos no sistema, e, portanto, a qualidade dos resultados depende da otimização dos pontos de monitoramento. Além disso, esses dispositivos podem substituir temporariamente o geofonamento ou serem instalados permanentemente. Neste equipamento não há a interferência do tipo de revestimento do solo, uma vez que são instalados diretamente nas tubulações e, portanto, conseguem captar faixas sonoras de vazamentos de menor magnitude que poderiam ser dissipadas antes de chegar à superfície e se tornarem inaudíveis para o geofonamento. Martini, Troncossi e Rivola (2016a) usaram as técnicas acústicas para detectar vazamentos com sensores de 55 dB de sensibilidade e frequência de 0,1 a 1 MHz; e,
- c) correlacionador de ruído: são dispositivos que utilizam acelerômetros ou hidrofones para captar sinais sonoros e correlacionar as características físicas da infraestrutura, topologia, celeridade e distância entre os sensores, a fim de determinar a localização dos vazamentos. Suas características são semelhantes ao de armazenamento de ruídos, entretanto, possuem maior sofisticação na aquisição dos dados. Martini, Troncossi e Rivola (2016b) utilizaram um hidrofone e dois acelerômetros para detectar frequências sonoras na escala de 10 a 1.000 Hz de frequência.

**Figura 12 – Principais métodos acústicos: a) Haste de escuta mecânica; b) Geofone eletrônico; c) Correlacionador de ruído com hidrofone.**



Fonte: a) Mecaltec (2024); b) Lamon (2024); e, c) Lamon (2024).

### 3.2.2 Métodos Não-acústicos

Quando a emissão sonora provocada pelos vazamentos está fora da faixa de detecção dos equipamentos acústicos, são caracterizados como inerentes não detectáveis. Esses vazamentos são classificados como não detectáveis, em que a “não detecção” alude às técnicas acústicas. Entretanto, ainda podem ser detectados por meio de técnicas diferentes das acústicas. Kornmayer (2011) ressalta que esse problema acomete tubulações com diâmetros menores de 100 mm em redes de distribuição de água. Embora a magnitude do vazamento seja menor, o tempo necessário para detecção, localização e reparo é maior, geralmente semanas ou

meses. Como resultado, o volume perdido é muito maior do que no caso de vazamentos visíveis de grandes dimensões, que podem ser detectados, localizados e reparados em questão de dias ou horas, conforme exemplificado anteriormente na Figura 8. Portanto, métodos não-acústicos assumem um papel importante na detecção e localização destes vazamentos.

As técnicas não-acústicas podem ser classificadas em três categorias, de acordo com Gupta e Kulat (2018) e Manzi (2017): i) Gases Traçadores; ii) Termografia; e, iii) Radar de Penetração no Solo (GRP). Cada uma dessas técnicas tem suas teorias, vantagens, desvantagens, aplicações e limitações, descritas a seguir:

- a) gases Traçadores: essa técnica envolve a injeção de gases não reativos na tubulação. No caso de abastecimento público de água, o gás não deve ser tóxico e insolúvel na água. O método se baseia na detecção do gás injetado quando aflorado na superfície, fornecendo uma indicação precisa do local do vazamento. Haniffa e Hashim (2011) destacam a aplicação dessa técnica em sistemas de baixa pressão e tubulações não metálicas, para evitar reações do gás com a parede da tubulação e a formação de subprodutos tóxicos. Gupta e Kulat (2018) mencionam que esse método é preciso e possui uma resposta rápida. No entanto, o alto custo dos equipamentos limita sua aplicação. Além disso, Manzi (2017) ressalta que a interrupção da operação é necessária para aplicar essa técnica, o que restringe sua utilização em redes de distribuição de água.
- b) termografia: essa técnica se baseia na análise da coloração de imagens termográficas da superfície de modo a identificar áreas com temperaturas mais baixas em comparação com o ambiente circunvizinho. Estas áreas com temperaturas mais baixas podem indicar a presença de vazamentos. No entanto, Manzi (2017) destaca que o sucesso da termografia depende de vários fatores, como o tipo de solo, as condições da superfície, a radiação solar, a temperatura ambiente e as condições do vento. Além disso, a cobertura vegetal também pode interferir nas imagens, pois a copa das árvores pode dificultar a leitura da temperatura na superfície do solo. A profundidade da tubulação enterrada também limita a aplicação dessa técnica, uma vez que vazamentos em maiores profundidades podem não afetar significativamente as condições

de temperatura na superfície, especialmente quando a tubulação está enterrada a uma profundidade superior a 2 metros.

- c) radar de Penetração no Solo (GPR): baseia-se na emissão, propagação e reflexão de ondas de alta frequência no solo. Qualquer irregularidade presente no solo, como um vazamento, é refletida nas ondas e pode ser detectada. No entanto, Pilcher *et al.* (2007) destacam a existência de falsas detecções, como por exemplo, devido a presença de materiais metálicos enterrados que podem ser interpretados como irregularidades. Gupta e Kulat (2018) mencionam que essa técnica tem uma aplicação limitada a profundidades de até 2 metros. Além disso, Manzi (2017) destaca um elevado tempo e recurso financeiro que limitam a aplicação dessa técnica. O tempo deve-se à necessidade de percorrer a infraestrutura, e, os custos financeiros, advém da equipe e aquisição do equipamento.

### 3.2.3 Métodos Matemáticos

Os Métodos Matemáticos podem ser classificados em como as variáveis hidráulicas, por exemplo vazão e pressão, se comportam ao longo do tempo, ou seja, de acordo com o regime de escoamento em: i) regime permanente, no qual as variáveis hidráulicas não sofrem alterações significativas ao longo do tempo e apresentam comportamento constante; e ii) regime não permanente (transitório), que corresponde a um estado de transição ao longo do tempo, no qual as variáveis hidráulicas (como vazão e pressão) variam até alcançar uma nova condição de equilíbrio.

#### 3.2.3.1 Análise em Regime Permanente

Romero-Bem *et al.* (2023) em uma revisão abrangente do estado da arte sobre a detecção e localização de vazamentos, classificou os diversos estudos existentes em regime permanente em três categorias: i) Baseado em Modelo; ii) Baseado em Modelo e Dados; e iii) Baseado em Dados. Essas classificações são descritas a seguir, de acordo com Romero-Bem *et al.* (2023):

- a) baseado em modelo: esta abordagem envolve a criação de modelos hidráulicos que representam a infraestrutura física do sistema (tubulações, reservatórios, estações de bombeamento, etc.) usando *software* especializado (e.g., EPANET, OpenFlows WaterCad, KYPIPE, Ansys Fluent, etc.). Esses modelos

são capazes de simular, com alta precisão, o comportamento hidráulico do sistema em estudo. A detecção e localização de vazamentos são realizadas comparando-se os dados simulados com os dados reais. As discrepâncias entre as variáveis hidráulicas simulada e observada, como vazão e pressão, podem indicar a presença de um possível vazamento. A principal dificuldade dessa abordagem está na calibração do modelo hidráulico, ou seja, em como ajustar os parâmetros do modelo para que ele represente adequadamente o sistema real (por exemplo, distribuição da demanda nos nós, fator de atrito das tubulações, etc.).

- b) baseado em modelo e dados: essa abordagem visa reduzir as incertezas relacionadas à criação e calibração do modelo hidráulico. Essas incertezas podem surgir da escolha do modelo matemático utilizado para resolver o conjunto de equações que descrevem o sistema (e.g., método gradiente, gradiente modificado, etc.), da complexidade da rede devido ao seu porte (número de trechos, junções, reservatórios de nível fixo/variável, bombas, válvulas, etc.), da incerteza na alocação das demandas e do ruído nas medições. Essa técnica consiste essencialmente em utilizar outras abordagens, como o aprendizado de máquina, para integrar os dados reais ao modelo hidráulico e assim criar um modelo independente denominado metamodelo. Este metamodelo é independente do modelo hidráulico original e serve como uma representação mais abstrata e simplificada do sistema em questão. O objetivo é aproveitar as vantagens dos modelos hidráulicos, que são capazes de representar o comportamento do sistema, ao mesmo tempo em que se beneficiam da flexibilidade e adaptabilidade das abordagens baseadas em dados e das técnicas de aprendizado de máquina utilizadas. Isso permite uma abordagem mais robusta e precisa na detecção e localização de vazamentos, ao lidar com as incertezas inerentes ao sistema hidráulico e aos dados disponíveis.
- c) baseado em dados: essa abordagem se concentra principalmente na análise probabilística-estatística das variáveis obtidas por meio de monitoramento (e.g., vazão e pressão). O objetivo é identificar padrões, informações e anomalias nos dados monitorados, utilizando ferramentas probabilísticas e estatísticas, a fim de detectar e localizar vazamentos. Nesse caso, não é necessário utilizar um modelo hidráulico, pois a ênfase está na análise direta

dos dados coletados nos pontos de monitoramento. Entretanto, a representação do comportamento hidráulico do sistema fica restrita aos pontos de monitoramento.

Sanz *et. al.* (2016) ressaltam a importância da calibração em metodologias baseadas em modelos, enfatizando que essa calibração deve ser realizada de forma *online* devido à evolução contínua da demanda. Para avaliar vazamentos, os autores propõem a comparação entre parâmetros calibrados com seus valores históricos, a fim de determinar se as mudanças são resultado de uma evolução do sistema ou do efeito de vazamentos. No estudo, foram empregadas redes de distribuição de água descritas na literatura, com vazamentos variando em sua localização e magnitude entre 2,5% e 13% do consumo total. Os vazamentos foram simulados como emissores localizados nos nós da rede, cuja vazão depende da pressão com equacionamento conforme exposto na subseção 3.1.2. Os resultados obtidos mostram que os vazamentos podem ser corretamente detectados e localizados com uma precisão de até 200 metros, desde que sua magnitude seja maior que a incerteza associada aos parâmetros, especialmente a incerteza na estimativa de vazão e pressão nos nós da rede. Yu *et al.* (2021) empregam o algoritmo de estimativa adaptativa de momento (Adam) com base na diferença de consumo para detecção de vazamentos. Inicialmente, o modelo hidráulico é calibrado para descrever o sistema em estudo, e após a definição dos parâmetros hidráulicos (*e.g.*, demanda em cada nó, fator de atrito, etc.), os dados de monitoramento subsequentes são comparados com a simulação, sendo que qualquer diferença indicará a possibilidade de um vazamento. Adicionalmente, uma estimativa da localização dos vazamentos é proposta com base no coeficiente ponderado dos sensores de pressão, uma métrica que determina a localização aproximada de um vazamento ao atribuir pesos aos dados de pressão de acordo com a relevância ou proximidade de cada sensor ao ponto de vazamento suspeito. Os autores destacam que o algoritmo é capaz de localizar vazamentos de proporções correspondentes a aproximadamente 5 % da demanda diária (*e.g.*, em uma demanda de 100 L/s, vazamentos na ordem 5 L/s) em tempo quase real. Essencialmente, o algoritmo não apenas detecta os vazamentos, mas também distingue os sensores de pressão mais afetados pelo vazamento através do cálculo do coeficiente ponderado. Sensores mais próximos ao local do vazamento apresentam variações de pressão mais acentuadas, permitindo que o algoritmo não

só identifique a localização do vazamento, mas também os sensores que detectaram as maiores alterações. Esta informação adicional facilita intervenções direcionadas e eficazes, melhorando a resposta às situações de vazamento.

Gomes, Vinga e Henriques (2021) conduzem uma análise dos dados de monitoramento com o objetivo de detectar vazamentos. Os autores ressaltam a importância de considerar tanto o fator espacial quanto o temporal dos múltiplos sensores presentes no sistema. O estudo descreve a relação espaço-temporal entre os sensores e os vazamentos. Os resultados obtidos revelam uma abordagem mais simplificada e robusta para lidar com as irregularidades dos padrões de demanda, além de demonstrar que os vazamentos podem ser detectados logo após o momento no qual ocorrem, utilizando a correlação proposta.

Alves *et al.* (2021) propõem uma abordagem para localizar vazamentos em redes de distribuição de água usando um índice de probabilidade ou a regra de Bayes aplicada às medições de pressão e vazão. O processo começa com o cálculo de estimativas de pressão nos nós da rede assumindo a ausência de vazamentos e, em seguida, essas estimativas são comparadas com as medições reais em caso de vazamento. As informações são agregadas aos nós considerando a topologia da rede e, por meio do índice de probabilidade ou da regra de Bayes, é determinado o caminho mais provável da água até os sensores e os nós aos quais possíveis vazamentos podem ocorrer.

Irofti *et al.* (2022) utilizam da combinação de duas técnicas, classificação de dicionário (*dictionary classification*) e interpolação de grafo (*graph-based interpolation*), para localizar vazamentos na rede de distribuição de água. A estrutura do grafo representa o estado hidráulico do sistema a partir dos pontos de monitoramento (*e.g.*, vazão e pressão) e da infraestrutura física da rede (*e.g.*, tubulações, válvulas, junções, etc.). Então, com o estado hidráulico, é alimentado e treinado o aprendizado de dicionário. A abordagem foi validada usando o *benchmark* L-TOWN proposto na BattleDIM2020.

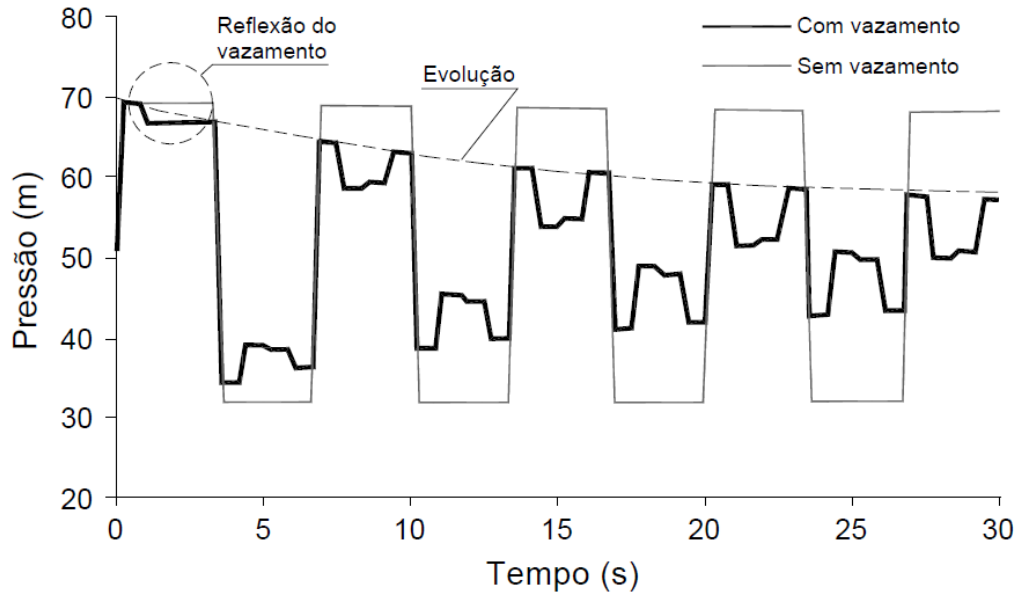
Uchôa *et al.* (2023) Uchôa e colaboradores analisam os mecanismos que influenciam vazamentos em sistemas de abastecimento de água por meio de simulações tridimensionais de dinâmica dos fluidos computacional (CFD), investigando como fatores geométricos, hidráulicos e hidrodinâmicos afetam o comportamento do

coeficiente de descarga ( $C_D$ ). Os autores identificam a razão adimensional entre o diâmetro do orifício e o da tubulação ( $d/D$ ) como o principal parâmetro associado à variação do  $C_D$ , além de apresentarem correlações empíricas que podem aprimorar a estimativa de vazamentos em redes de distribuição.

### 3.2.3.2 *Análise em Regime Não-Permanente*

O escoamento transitório refere-se a uma fase intermediária entre duas condições de escoamento permanente, com a propagação de ondas de pressão causadas por perturbações no sistema, como manobras de válvulas e bombas, aumento abrupto da demanda, rompimentos de tubulações, entre outras (Wood, 2005). Qualquer descontinuidade ou singularidade no sistema, como junções ou expansões, resulta em reflexões da onda de pressão original, gerando várias outras ondas que se dissipam gradualmente devido ao atrito do escoamento com a parede da tubulação (Chaudhry, 2014). Desta forma, os vazamentos podem ser considerados como singularidades e podem atenuar a oscilação de pressão e provocar reflexões da onda de pressão original, a depender da sua magnitude (vazão) e distância do ponto de monitoramento. A Figura 13 ilustra a propagação das ondas de pressão em um sistema, tanto com quanto sem vazamentos. É observado que a existência de um vazamento tem impacto direto nos picos e vales de pressão (sinal), que anteriormente, na ausência de vazamentos, alcançavam valores máximos. Com a presença do vazamento, esses valores são amortecidos, uma vez que parte da energia do regime não-permanente é refletida e dissipada através do orifício do vazamento. Manzi (2017) ressalta que o resultado desse processo, amortecimento, representa uma "assinatura" hidráulica, específica de um determinado evento. Desta forma, esta assinatura hidráulica pode ser analisada, interpretada e utilizada para detectar e localizar vazamentos.

**Figura 13 – Propagação de ondas de pressão ao longo do tempo em um sistema com e sem vazamento.**



Fonte: Colombo, Lee e Karney (2009) *apud* Manzi (2017).

As técnicas de detecção de vazamentos baseadas na modelagem em regime não-permanente, essencialmente avaliam como ocorrem a propagação, reflexão e amortecimento das ondas de pressão. A detecção e localização de vazamentos através das técnicas não-permanentes advém da interpretação dos sinais monitorados com o regime transitório modelado, comparando a ausência de vazamentos, o tempo de chegada da reflexão da onda de pressão no ponto de monitoramento ou as diferenças nas frequências presentes no sinal gerado, como visualizado e discutido na Figura 13. De acordo com Colombo, Lee e Karney (2009), as técnicas de detecção e localização de vazamentos são, basicamente, divididas em três categorias: i) Análise inversa de transientes; ii) Análise do domínio de frequência; e iii) Análise do domínio de tempo. Cada uma dessas técnicas tem suas teorias, vantagens, desvantagens, aplicações e limitações, descritas a seguir:

- a) análise inversa de transientes: a análise refere-se a um problema no qual o estado do sistema é conhecido, como pressões, algumas demandas e vazões, enquanto outros parâmetros são desconhecidos, como rugosidades, outras demandas e vazamentos. Essencialmente, durante um evento transitório, o estado hidráulico do sistema é medido por sensores e comparado a uma modelagem correspondente ao sistema livre de vazamentos. Em seguida, potenciais singularidades (vazamentos) são testadas em um sistema hidráulico

numérico até que os valores modelados correspondam satisfatoriamente aos valores medidos. O resultado é um modelo calibrado com os parâmetros estabelecidos, o que possibilita a determinação das rugosidades das tubulações, tamanho e localização de vazamentos. A análise inversa também é aplicada em regime permanente, aqui, diferenciando, pela necessidade de um modelo hidráulico não-permanente e a taxa de aquisição de dados dos pontos de monitoramento com sensibilidade suficiente para registrar a passagem das ondas de pressões. No estudo de Pudar e Liggett (1992) percebe-se que a qualidade da calibração depende da quantidade de variáveis a serem calibradas simultaneamente e ao tamanho do sistema.

- b) análise do domínio de frequência: as técnicas de domínio de frequência envolvem a indução de eventos transitórios periodicamente, geralmente por meio de uma válvula de controle. Nesse método, o sinal de carga no domínio do tempo pode ser decomposto, para cada indução, em diversas frequências que são comparadas com a modelagem do sistema sem vazamentos (Sant'Anna *et al.*, 2024; Ferras; Covas, 2019). Locais em que ocorre alívio de pressão, ao comparar com o histórico de medições, indicam a presença de possíveis vazamentos. Essa abordagem permite identificar singularidades no domínio da frequência que podem corresponder a vazamentos. Colombo, Lee e Karney (2009) ressalta que a análise no domínio da frequência elimina a necessidade de monitorar a resposta transitória em vários pontos do sistema, necessária na análise inversa para um melhor resultado de calibração, sendo suficiente uma única seção de medição. Além disso, Colombo, Lee e Karney (2009) destaca que o amortecimento da pressão pode ser analisado tanto no domínio do tempo quanto no domínio da frequência. No entanto, devido à capacidade de determinação direta na resposta de frequência, o que resulta em menor tempo de processamento computacional, o domínio da frequência é o adotado.
- c) análise do domínio de tempo: a análise do domínio de tempo é uma técnica que se baseia na detecção e medição do tempo de chegada de sinais de propagação de ondas refletidas por vazamentos em transdutores (Ferreira; Carriço; Covas, 2025; Gamboa-Medina; Reis; Guido, 2014). Com o conhecimento da velocidade de propagação das ondas no sistema, é possível determinar a localização do vazamento. O método se destaca por não ser

necessária uma previsão precisa das envoltórias de pressão ou respostas completas em frequência, mas aplicáveis a sistemas mais simples (adutoras) cujo número de singularidades é reduzido de forma a minimizar ruídos de propagação de ondas refletidas.

Covas e Ramos (2010) realizaram dois estudos utilizando a técnica de Análise Inversa de Transientes em tubulações viscoelásticas de polietileno. Os estudos foram conduzidos em uma instalação de laboratório no *Imperial College London* e em um sistema da Thames Water Utilities. Os resultados obtidos demonstraram que a localização aproximada dos vazamentos depende do conhecimento das características físicas da tubulação, bem como da ocorrência de transientes rápidos e vazamentos de tamanho razoável. Ayati, Haghghi e Ghafouri (2022) utilizaram a Transformada Rápida de Fourier (FFT) para transformar dados hidráulicos transientes do domínio do tempo para o domínio da frequência. O estudo foi aplicado em dois sistemas: um estudo experimental em um sistema de reservatório-tubo-válvula (VRP) e em uma Rede de Distribuição de Água Complexa. Os autores concluíram que o modelo foi capaz de detectar vazamentos com precisão diante de manobras rápidas e lentas, mesmo considerando diversos níveis de incerteza nos parâmetros do sistema, à exemplo, rugosidade. Brunone, Meniconi e Capponi (2018) analisaram o amortecimento do sinal de pressão ao longo do tempo em tubulações principais. Os resultados mostraram que tubulações com vazamentos apresentam um amortecimento dos picos de pressão significativamente maior do que em situações sem vazamentos, o que se configura como uma evidência da ocorrência dos mesmos.

### **3.3 Escoamento Transitório em Redes de Distribuição de Água**

Nesta subseção, o escoamento transitório é apresentado com sua descrição teórica, incluindo seus principais modelos e as hipóteses adotadas em sua fundamentação. Além disso, são abordadas as condições de contorno necessárias para o desenvolvimento do modelo utilizado neste trabalho.

#### **3.3.1 Descrição Teórica do Fenômeno**

O escoamento transitório é caracterizado pelo período no qual ocorrem alterações nas variáveis hidráulicas (condição dinâmica) até que outro estado de estabilidade – denominado escoamento permanente – seja alcançado (condição estática),

(Chaudhry, 2014). O novo estado de estabilidade (regime permanente) é atingido devido as ações de amortecimento e atrito das ondas de pressão ao longo do período (Luvizotto Jr.; Koelle; Andrade, 1995; Wood, 2005).

Santos Anjo (2008) distingue os modelos hidráulicos em dois tipos: i) modelos estáticos; e ii) modelos dinâmicos. Os modelos estáticos permitem uma análise em regime permanente, no qual não há variação no tempo. Por outro lado, os modelos dinâmicos consideram características dinâmicas, como a variação dos níveis de reservatório. Estes podem surgir a partir de sucessivas aplicações do modelo estático (período extensivo) após alterações nas condições de contorno, ou podem considerar o efeito da inércia do movimento do fluido, como é o caso do golpe de aríete (escoamento transitório). Basicamente, nos modelos que avaliam o efeito da inércia e do movimento do fluido, estuda-se o comportamento durante o período no qual ocorrem as alterações das variáveis hidráulicas até a nova estabilidade ser alcançada. Enquanto isso, o período extensivo consiste em sucessivos "retratos" de regime permanente, ou seja, o "retrato" do regime permanente inicial e final.

No estudo do escoamento transitório, as alterações nas condições iniciais estáticas que alteram as variáveis hidráulicas (vazão e carga) levando ao regime transitório são denominadas perturbação ou manobra (Koelle, 2013). Estas podem advir de: i) partidas e paradas de bombas; ii) abertura ou fechamento de válvulas; iii) mudanças abruptas na demanda; iv) enchimento e esvaziamento da tubulação; e, v) ruptura de tubulação.

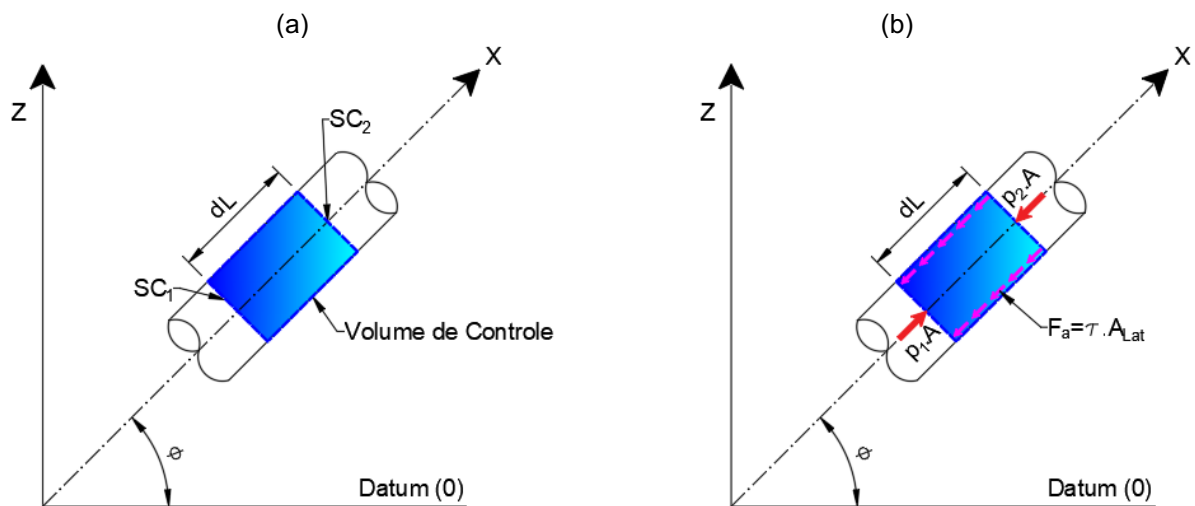
Uma das consequências do escoamento transitório são as alterações nas envoltórias de carga (ou pressão) do sistema, que podem resultar em surtos de pressão denominados sobrepressão e subpressão diferentes do regime permanente inicial e final e, quando não controlados, esses surtos podem afetar a integridade do sistema, levando a (Wood, 2005): i) ruptura ou colapso da tubulação; ii) perda de eficiência; e iii) ressuspensão de partículas, deslocamento de biofilme e intrusão de patógenos, resultando em perda de qualidade.

Em geral, qualquer tipo de manobra é suficiente para perturbar o sistema e alterar as variáveis hidráulicas. Quando controladas, essas envoltórias podem ser utilizadas para criar uma assinatura do sistema e monitoradas para identificar desconformidades

no sistema (Manzi, 2017). Basicamente, o surgimento de uma anomalia, como um vazamento, altera de forma mais acentuada a assinatura do sistema quando comparada com a assinatura em regime permanente.

Considerando uma tubulação com ângulo ( $\Phi$ ) com a horizontal, conforme a Figura 14, a análise dos transientes hidráulicos fundamenta-se na aplicação do Teorema de Transporte de Reynolds, adotando como grandezas extensivas massa e quantidade de movimento (Chaudhry, 2014). Dessa formulação, resultam a equação da conservação de massa (Equação 3.9) e da quantidade de movimento (Equação 3.10).

**Figura 14 – Aplicação do Teorema de Transporte de Reynolds: a) Definição do volume de controle; e, b) Forças atuantes.**



Fonte Adaptado de Chaudhry (2014).

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{\forall C} \rho \cdot d\forall + \int_{SC} \rho \cdot \vec{V} \cdot \vec{dA} = 0 \quad 3.9$$

$$\sum F_x = \frac{\partial}{\partial t} \int_{\forall C} v_x \cdot \rho \cdot d\forall + \int_{SC} \rho \cdot V_x \cdot \vec{V} \cdot \vec{dA} \quad 3.10$$

em que:

$F$  [N] = Força resultante;

$t$  [s] = tempo;

$\rho$  [kg/m<sup>3</sup>] = massa específica;

$V$  [m/s] = velocidade;

$\forall$  [m<sup>3</sup>] = volume;

$A$  [m<sup>2</sup>] = área;

$\forall C$  [m<sup>3</sup>] = volume de controle;

$SC$  [m<sup>2</sup>] = seção de controle.

Para solução do par de equações é necessário adotar hipóteses que melhor detalham o fenômeno físico em estudo. Chaudhry (2014) relata que o conjunto de hipóteses são formuladas levando em consideração três fatores: i) o escoamento; ii) o fluido; e, iii) a tubulação. O Quadro 4 apresenta a comparação entre as hipóteses adotadas tanto no regime permanente como no transitório. No regime permanente, trata-se da condição simplificada do problema, em que não há variação das grandezas hidráulicas no tempo, bem como a tubulação é considerada rígida e o fluido incompressível. Já no modelo rígido, também com a hipótese de tubulação rígida e fluido incompressível, a velocidade é constante. Isso se deve à velocidade de escoamento constante em segmentos de tubulação com diâmetro uniforme, resultado direto da incompressibilidade do fluido e da rigidez da tubulação. Por fim, no modelo elástico, que considera a deformação da tubulação e o fluido compressível, as grandezas hidráulicas variam tanto no tempo como no espaço, resultado da compressibilidade do fluido e deformação da tubulação que, por consequência, proporciona uma maior robustez ao modelo.

**Quadro 4 – Diferença entre as hipóteses adotadas no regime permanente e no regime transitório.**

Regime de Escoamento		Hipóteses adotadas		
		Escoamento	Fluido	Tubulação
Regime Permanente		<ul style="list-style-type: none"> <li>Sem variação das grandezas hidráulicas no tempo;</li> <li>Escoamento unidimensional;</li> <li>Distribuição uniforme de pressões e velocidades nas seções transversais; e,</li> <li>Perda de carga na condição de regime permanente.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Fluido monofásico e homogêneo;</li> <li>Fluido incompressível; e,</li> <li>Fluido Newtoniano.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Tubulações indeformáveis;</li> <li>Sem deslocamentos no eixo da tubulação;</li> <li>Tubulações com características homogêneas.</li> </ul>
Regime Transitório	Modelo Rígido	<ul style="list-style-type: none"> <li>Com variação das grandezas hidráulicas no tempo;</li> <li>Escoamento unidimensional;</li> <li>Distribuição uniforme de pressões e velocidades nas seções transversais; e,</li> <li>Perda de carga na condição de regime permanente.</li> </ul>		
	Modelo Elástico	<ul style="list-style-type: none"> <li>Distribuição variável de velocidade ao longo da tubulação; e,</li> <li>Perda de carga na condição de regime permanente ou transitório.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Fluido quase-compressível; e,</li> <li>Fluido Newtoniano.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Tubulação deformável;</li> <li>Sem ou com deslocamentos no eixo da tubulação;</li> </ul>

Fonte: Adaptado de Chaudhry (2014).

A aplicação das hipóteses, apresentadas no Quadro 4, para o Modelo Rígido, objeto de estudo neste trabalho, é descrita na subseção 3.3.2 a seguir.

### 3.3.2 Modelo Rígido

Inicialmente, ao considerar a tubulação como rígida (indeformável) e o fluido como incompressível ( $\rho = cte$ ), resulta que não há variação da massa no interior do volume de controle, conforme Equação 3.11. Portanto, a primeira parcela da Equação 3.9, que trata da variação da propriedade extensiva (massa) no volume de controle ( $\forall C$ ), é nula. Integrando a segunda parcela considerando a massa específica ( $\rho$ ) constante e não nula e tubulação indeformável, obtém-se a Equação 3.12.

$$\frac{\partial V}{\partial x} = \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad 3.11$$

$$\sum_{i=1}^{n^{\circ}SC} V_i A_i = 0 \quad \text{ou} \quad \sum_{i=1}^{n^{\circ}SC} Q_i = 0 \quad 3.12$$

em que:

$\rho$  [kg/m<sup>3</sup>] = massa específica;

$V$  [m/s] = velocidade;

$A$  [m<sup>2</sup>] = área;

$Q$  [m<sup>3</sup>/s] = vazão.

Na Equação 3.11 a observa-se a velocidade ( $V$ ) e a vazão ( $Q$ ) são constantes ao longo do eixo  $x$  e, portanto, variam apenas no tempo ( $t$ ). Essas simplificações reduzem significativamente a complexidade do cálculo por não ser necessária uma discretização no espaço ( $x$ ) (necessária no modelo elástico). Como resultado, o modelo rígido requer menos recursos computacionais em comparação com o modelo elástico, tornando-o a alternativa de escolha para aplicação em redes de distribuição de água. Isso deve-se à elevada complexidade e dimensão da infraestrutura dessas redes, no qual o menor recurso computacional do modelo rígido pode ser interessante.

Aplicando as hipóteses na equação da quantidade de movimento (Equação 3.10), em que as forças atuantes na direção do escoamento referem-se à força devido ao campo gravitacional que age sobre a massa no volume de controle (força peso) e as forças de superfície ocasionadas pelas tensões tangenciais resultantes do atrito do fluido com a parede da tubulação e das pressões nas seções de controle, obtêm-se a Equação 3.13. Integrando entre montante e jusante para um dado instante de tempo, obtêm-se a Equação 3.14.

$$\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{f \cdot Q^2}{2 \cdot g \cdot D \cdot A^2} + \frac{dQ}{g \cdot A \cdot dt} = 0 \quad 3.13$$

$$H_2 - H_1 + \frac{f \cdot L \cdot Q^2}{2 \cdot g \cdot D \cdot A^2} + \frac{L \cdot dQ}{g \cdot A \cdot dt} = 0 \quad 3.14$$

em que:

$H [m]$  = carga hidráulica;

$V [m/s]$  = velocidade;

$f [ ]$  = fator de atrito;

$D [m]$  = diâmetro;

$t [s]$  = tempo;

$L [m]$  = comprimento;

$g [m/s^2]$  = aceleração da gravidade;

$A [m^2]$  = área;

$Q [m^3/s]$  = Vazão.

Após a aplicação das hipóteses de incompressibilidade do fluido e indeformabilidade da tubulação na equação da quantidade de movimento, resulta-se na formulação de uma equação diferencial ordinária (EDO) de primeira ordem, representada pela Equações 3.11 e 3.13. A natureza desta equação, especialmente em contextos de redes de distribuição de água complexas, muitas vezes torna inviável a busca por uma solução analítica direta. Dada esta limitação, recorre-se a métodos numéricos como uma estratégia essencial para a resolução desta classe de problemas.

Métodos numéricos, como as aproximações por diferenças finitas, baseiam-se no princípio de decompor a EDO em um conjunto de equações algébricas simplificadas que podem ser resolvidas iterativamente. Essa abordagem permite a exploração de soluções aproximadas para a EDO em pontos discretos ao longo do domínio de interesse. Entre os métodos mais aplicados estão o de Euler, o de Runge-Kutta, e técnicas de integração numérica, cada um com suas peculiaridades em termos de precisão, estabilidade e exigência computacional.

Para solução do problema, é adotado o Modelo Dinâmico Inercial Rígido apresentado por Luzivotto Junior e Santos Anjo (2004), Santos Anjo (2008) e Santos Anjo, Luzivotto Junior e Venâncio (2015) para solução das equações fundamentais do modelo rígido (Equações 3.11 e 3.13).

### 3.3.3 Condições de contorno

As condições de contorno no contexto hidráulico referem-se aos pontos no espaço em que o comportamento das variáveis hidráulicas é conhecido de acordo com as características do equipamento, e permitem a alteração das condições do escoamento, resultando no estabelecimento do regime transitório. Estes pontos de mudança podem ser observados, por exemplo, quando há alteração no funcionamento de uma bomba, abertura ou fechamento de válvulas, ou surgimento de vazamentos.

Neste capítulo específico, serão abordadas as condições de contorno relacionadas aos vazamentos, válvulas e bombas, aplicadas no escopo deste trabalho. Essas condições são essenciais para complementar a formulação do modelo hidráulico e, conseqüentemente, para a avaliação do regime transitório.

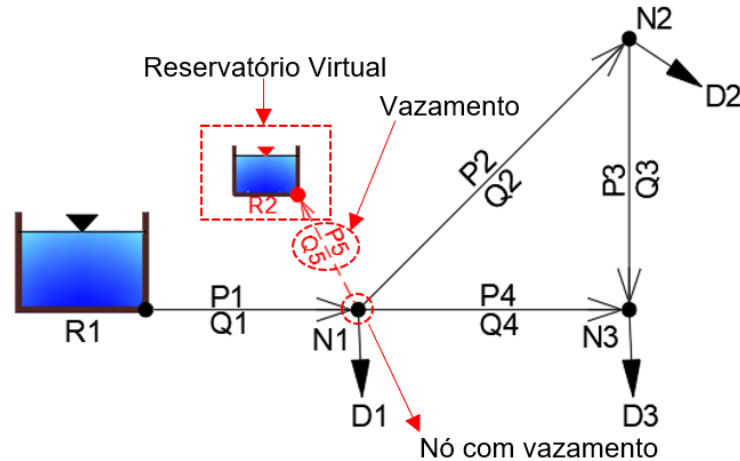
#### 3.3.3.1 Vazamentos

A modelagem de vazamentos é derivada da conservação de energia, em que a energia potencial de pressão é transformada em energia cinética, conhecida como equação de um orifício e descrita conforme Equação 3.2 descrita e detalhada na subseção 3.1.2 (Van Zyl; Lambert; Collins, 2017; Van Zyl; Malde, 2017). De acordo com a Equação 3.2, observa-se que o vazamento ( $Qv$ ) é proporcional à raiz quadrada da pressão ( $h$ ) sobre a abertura do vazamento.

A equação da abertura do vazamento pode ser incluída na equação da conservação da massa que descreve o regime transitório no sistema, no formato de potência, e, então, associada a cada nó com vazamento do modelo hidráulico. Para integrar a equação que descreve o vazamento no formato de potência (conforme apresentado na Equação 3.3) à equação da conservação da massa do modelo rígido, é necessário reescrever o valor da pressão sobre o orifício em termos de carga. Para isso, o nó com vazamento deve ser conectado a um reservatório de nível fixo através de um trecho virtual que, como ilustrado na Figura 15, possui carga igual à elevação do nó em questão. Assim, a perda de carga nesse trecho virtual é igual à pressão no orifício do vazamento e, portanto, a vazão do trecho igual ao vazamento. Ou seja, essa abordagem permite que o vazamento seja tratado como a vazão através do trecho virtual ligado ao nó, facilitando sua inclusão na modelagem. Contudo, essa abordagem

também possibilita que, em situações nas quais a pressão no ponto de vazamento se torne negativa, ocorra o fenômeno de refluxo, ou seja, que o sistema receba água devido à presença do reservatório virtual ligado ao nó.

Figura 15 – Transformação de vazamento em um trecho virtual.



Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

$$Q^* = C \cdot (H - z)^{N1} \quad 3.15$$

$$\Delta H^* = \left(\frac{1}{C}\right)^{\frac{1}{N1}} |Q_l|^{\frac{1}{N1}-1} \cdot Q_l \quad 3.16$$

em que:

$Q^*$  [ $m^3/s$ ] = vazão do vazamento;

$\Delta H^*$  [ $m$ ] = perda de carga contínua no segmento virtual;

$H$  [ $m$ ] = carga hidráulica no nó com vazamento;

$z$  [ $m$ ] = elevação do reservatório virtual;

$C$  [ $m^{3-N1}/s$ ] = coeficiente de vazamento;

$N1$  [ $]$  = expoente de vazamento.

### 3.3.3.2 Válvulas

A perda de carga localizada é descrita através do produto do coeficiente de perda de carga localizada ( $K$ ) pela carga cinética, conforme Equação 3.17. O coeficiente de perda de carga localizada refere-se a uma característica específica de cada componente, como válvulas, curvas ou expansões súbitas de diâmetro. Este coeficiente ( $K$ ) pode ser ajustado para representar diferentes condições de vazão e operações, como por exemplo, a manobra de uma válvula.

$$\Delta H_L = K \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad \rightarrow \quad \Delta H_L = \frac{8 \cdot K \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^4} \quad 3.17$$

em que:

$\Delta H_L [m]$  = perda de carga localizada;

$K [ ]$  = coeficiente de perda de carga localizada;

$V [m/s]$  = velocidade;

$Q [m^3/s]$  = vazão;

$D [m]$  = diâmetro

$g [m/s^2]$  = aceleração da gravidade.

Ao realizar uma manobra em uma válvula, o coeficiente de perda de carga localizada ( $K$ ) pode ser alterado para refletir a mudança na resistência ao escoamento causada pela abertura ou fechamento da válvula. Quando a válvula é aberta, o coeficiente pode diminuir para indicar uma redução na perda de carga local. Da mesma forma, quando a válvula é fechada, o coeficiente pode ser aumentado para representar o aumento na perda de carga. Essa abordagem permite que as manobras em válvulas sejam incluídas no modelo rígido.

### 3.3.3.3 Bombas

As bombas podem ser modeladas como trechos de rede que transferem energia para o escoamento, aumentando a sua carga, através de uma curva característica – denominada curva da bomba – que correlaciona a vazão com a altura manométrica. O ponto de trabalho (ou ponto de operação) refere-se à intercessão da curva da bomba com a curva do sistema (Rossman, 2000).

O manual do EPANET estabelece que a curva da bomba pode ser inserida pelo usuário através de múltiplos pontos ou ajustada conforme a Equação 3.18. O ajuste dos coeficientes ( $A, B$  e  $C$ ) é feito através da inclusão do ponto de melhor eficiência (BEP - *Best Efficiency Point*) pelo usuário e a estimativa de dois pontos auxiliares, conforme Figura 16, sendo: i) *shutoff* ( $0, 1,33 \cdot Q_{BEP}$ ); e, ii) vazão máxima ( $2 \cdot Q_{BEP}, 0$ ) (Rossman, 2000).

$$H_M = A - B \cdot Q^C \quad 3.18$$

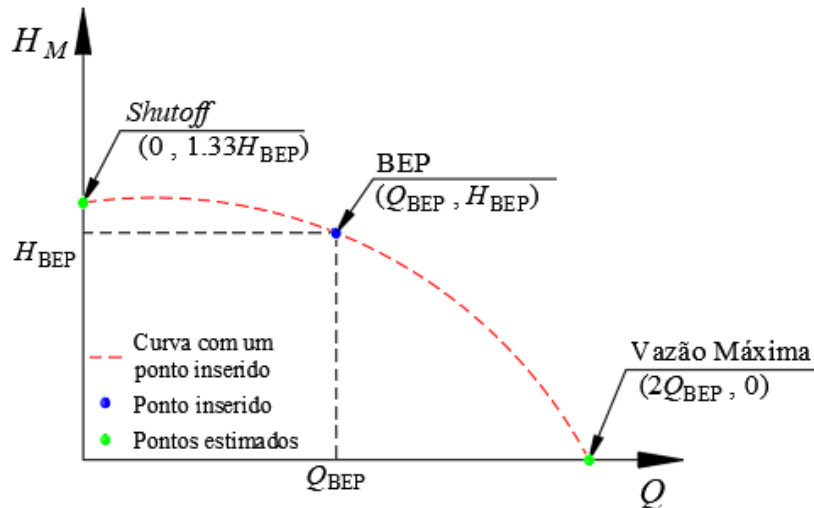
em que:

$H_M [m]$  = altura manométrica fornecida pela bomba;

$Q [m^3/s]$  = vazão;

$A, B$  e  $C [ ]$  = coeficientes a serem ajustados.

Figura 16 – Curva da bomba para um único ponto inserido.



Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

Segundo Gomes e Carvalho (2012), há duas opções disponíveis para modificar a curva da bomba, sendo: i) alterar o diâmetro do rotor, o que resulta em uma mudança permanente da nova curva; ou, ii) ajustar a velocidade de rotação por meio de inversores de frequência em que uma nova curva é gerada para uma razoável faixa de novas rotações. As curvas resultantes podem ser obtidas a partir da semelhança mecânica, na qual os valores de vazões ( $Q$ ) e alturas manométricas ( $H_M$ ) estão relacionados com as respectivas velocidades de rotação (Gomes; Carvalho, 2012; Macintyre, 2019), conforme apresentado nas Equações 3.19 e 3.20 e Figura 17.

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{n_1}{n_2} \quad 3.19$$

$$\frac{H_{M_1}}{H_{M_2}} = \left(\frac{n_1}{n_2}\right)^2 \quad 3.20$$

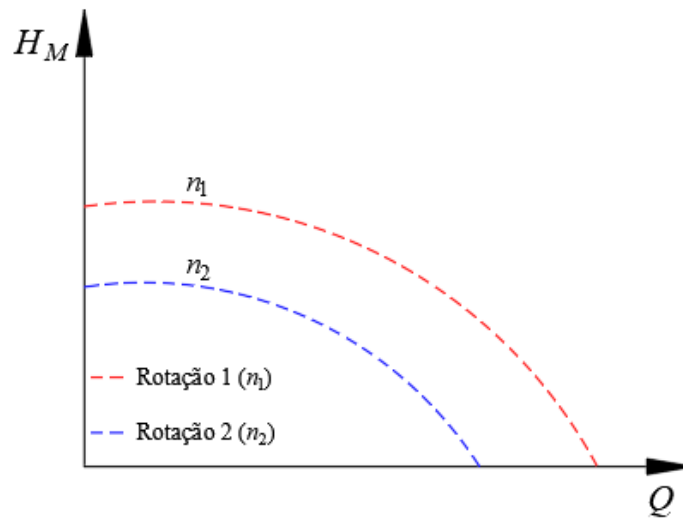
em que:

$Q [m^3/s]$  = vazão;

$H_M [m]$  = altura manométrica;

$n [rpm]$  = rotação.

Figura 17 – Curva da bomba para rotação variável.



Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

As equações 3.19 e 3.20 podem ser inseridas na Equação 3.18, resultando na Equação 3.21. Essa abordagem permite que as manobras em bombas (alteração da rotação) sejam incluídas no modelo rígido.

$$H_M = A \cdot \alpha^{-2} - B \cdot Q^C \cdot \alpha^{-2} \quad 3.21$$

em que:

$H_M [m]$  = altura manométrica fornecida pela bomba;

$Q [m^3/s]$  = vazão;

$\alpha [ ]$  = rotação específica  $\left(\frac{n_1}{n_2}\right)$ ;

$A, B$  e  $C [ ]$  = coeficientes a serem ajustados.

## 4 METODOLOGIA

A Figura 18 resume o processo metodológico desenvolvido para alcançar os objetivos propostos e descritos no capítulo 2. O processo está dividido em três etapas principais: i) implementação do modelo hidráulico; ii) avaliação das manobras e alocação de sensores; e, iii) localização dos vazamentos.

Na primeira etapa, o simulador hidráulico é implementado para os regimes permanente e transitório, utilizando a linguagem de programação Python. No regime permanente foi adotado Algoritmo de Gradiente Global (GGA), proposto por Todini e Pilati em 1988 (Todini; Pilati, 1988). Para o regime transitório, adota-se o Modelo Dinâmico Inercial Rígido (MDIR), proposto por Anjo e Luvizotto Jr (Anjo; Junior; Venâncio, 2015; Luvizotto Jr.; Santos Anjo, 2004; Santos Anjo, 2008).

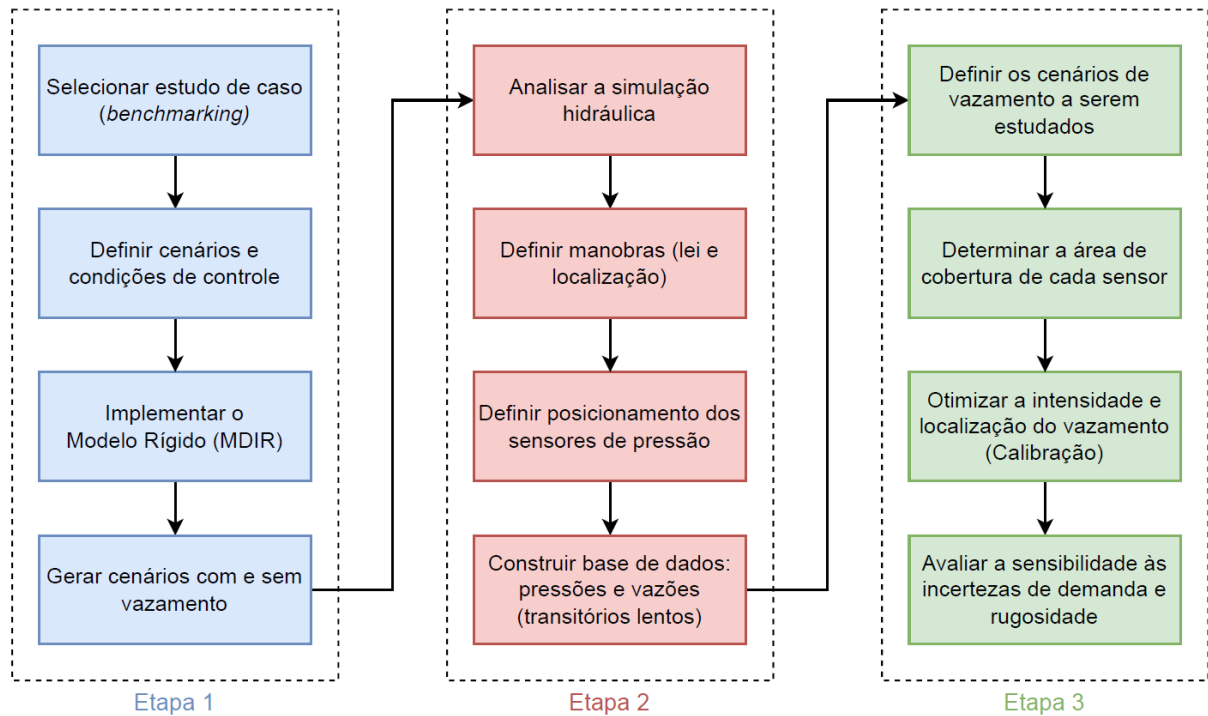
O MDIR, adaptado da estrutura do GGA, resolve as equações fundamentais do regime transitório (conservação de massa e de quantidade de movimento) com base nas hipóteses do modelo rígido, no qual o fluido é considerado como incompressível, as tubulações são assumidas como fixas e indeformáveis, e o fator de atrito é estimado a partir das equações do regime permanente. A principal vantagem da adoção do modelo é a redução da complexidade computacional, uma vez que elimina a necessidade de discretização espacial, necessária no modelo elástico. Para garantir a validade das hipóteses (conforme detalhado no Quadro 4 na subseção 3.3.1) e assegurar a integridade da infraestrutura frente às variações de pressão, foram adotadas manobras de fechamento de válvulas conduzidas de forma lenta e controlada.

A segunda etapa consiste na análise dos dados hidráulicos obtidos durante o regime transitório, induzido por manobras de válvulas lentas e controladas, considerando cenários com e sem a presença de vazamentos. As variáveis coletadas — carga hidráulica e vazão — são submetidas a uma análise de sensibilidade, com o objetivo de determinar a localização ótima das manobras e sensores.

Por fim, na terceira etapa, com o local de manobra e os pontos de monitoramento (sensores) previamente definidos, é feita a localização dos vazamentos. Inicialmente, determina-se a área de cobertura de cada sensor para restringir o espaço de busca à

região correspondente do sensor mais afetado por um determinado vazamento. Com o espaço de busca delimitado, é iniciado o processo de otimização com o objetivo de estimar a intensidade e a localização espacial do vazamento.

**Figura 18 – fluxograma da metodologia proposta.**



Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

## 4.1 Modelagem hidráulica

A seguir, são descritos os modelos hidráulicos implementados em Python, bem como as condições de contorno aplicadas para vazamentos e manobras.

### 4.1.1 Modelo Dinâmico Inercial Rígido (MDIR)

Luzivotto Junior e Santos Anjo (2004), Santos Anjo (2008) e Santos Anjo, Luzivotto Junior e Venâncio (2015) utilizam a estrutura do Método Gradiente Global de Todini e Pilati (1988) para solução das equações fundamentais do modelo rígido (Equações 3.11 e 3.13) e chegam ao Modelo Dinâmico Inercial Rígido (MDIR).

O Algoritmo Global de Gradiente (GGA), proposto por Todini (Todini; Pilati, 1988), foi desenvolvido para resolver o sistema composto pelas equações de conservação da massa e conservação da energia em regime permanente, apresentadas, de forma matricial, conforme as Equações 4.1 e 4.2 a seguir:

$$A_{12} \cdot H + f(Q) = -A_{10} \cdot H_0 \quad 4.1$$

$$A_{21} \cdot Q = -q \quad 4.2$$

em que:

$A_{12}=A_{21}^T [ ]$  = matriz de incidência de incógnitas de cargas nodais;

$A_{10} [ ]$  = matriz de incidência dos nós com carga fixa;

$q [m^3/s]$  = demandas nodais conhecidas;

$H_0 [m]$  = cargas nodais conhecidas ou fixas;

$H [m]$  = cargas nodais de incógnitas;

$Q [m^3/s]$  = vazão de incógnita em cada tubo;

$f(Q) [ ]$  = lei que expressa a variação da carga nos tubos (equação de perda de carga).

Os elementos da matriz  $A_{12}$ , são escritos na forma:

$$A_{12}(i, j) = \begin{cases} 1, & \text{se a vazão no tubo } i \text{ chega ao nó } j \\ 0, & \text{se o tubo } i \text{ e o nó } j \text{ não estão conectados} \\ -1, & \text{se a vazão no tubo } i \text{ sai do nó } j \end{cases}$$

Os elementos da matriz  $A_{10}$  podem ser definidos de forma similar à  $A_{12}$ , mas em relação aos nós de carga fixa.

Ao substituir a lei que expressa a variação da carga nos tubos pela equação universal ou equação de Hazen-Williams, pode-se reescrever a matriz no formato final conforme 4.3. A matriz  $A_{11}$  é descrita conforme Equação 4.4.

$$\begin{bmatrix} A_{11} & \vdots & A_{12} \\ \dots & \dots & \dots \\ A_{21} & \vdots & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} Q \\ \dots \\ H \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -A_{10} \cdot H_0 \\ \dots \\ -q \end{bmatrix} \quad 4.3$$

em que:

$A_{11} [ ]$  = matriz diagonal em que cada elemento pode ser definido conforme Lei de Resistência (Equação 4.4).

$$A_{11} = r \cdot |Q|^{\gamma-1} \quad 4.4$$

em que:

$r [ ]$  = coeficiente de resistência ao escoamento;

$\gamma [ ]$  = expoente da vazão conforme equação de perda de carga adotada (2 para equação universal e 1,85 para Hazen-Williams).

Partindo de uma estimativa inicial de vazão para cada trecho ( $Q$ ), determinam-se os valores de cargas desconhecidos ( $H$ ) até atingir um erro aceitável (valor abaixo de uma tolerância pré-definida) na conservação da massa e energia.

As equações que descrevem o regime transitório no modelo rígido podem ser reescritas de forma análoga ao modelo proposto por Todini e Pilati (1988), resultando nas Equações 4.5 e 4.6 a seguir e que representam o MDIR.

$$A_{12} \cdot H + -A_{10} \cdot H_0 + f(Q) = -I \cdot \frac{dQ}{dt} \quad 4.5$$

$$A_{21} \cdot Q = -q \quad 4.6$$

em que:

$I [ ]$  = matriz diagonal formada pela inércia dos tubos, expressa por  $I = L/g \cdot A$ .

Empregando-se a aproximação proposta por Nahavand e Catanzano (1973)  $\left[ \frac{dQ}{dt} = \left( Q - Q_0 / \Delta t \right) \right]$ , com  $Q_0$  sendo a vazão no instante  $t$  e  $Q$  a vazão no instante  $t + 1$ , tem-se, por fim, a matriz que representa o sistema no regime transitório considerando o modelo rígido, apresentada na Equação 4.7:

$$\begin{bmatrix} B & \vdots & A_{12} \\ \dots & \dots & \dots \\ A_{21} & \vdots & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} Q \\ \dots \\ H \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -G \cdot Q_0 - A_{10} \cdot H_0 \\ \dots \\ -q \end{bmatrix} \quad 4.7$$

em que:

$B [ ]$  = matriz diagonal da razão entre inércia da tubulação ( $I$ ) pela discretização do tempo ( $\Delta t$ ) (Equação 4.9).

$G [ ]$  = matriz diagonal da diferença entre resistência do escoamento e inércia da tubulação (Equação 4.8).

$$G = \begin{bmatrix} r_1 \cdot |Q_{01}| - B_1 & \vdots & 0 \\ \dots & \ddots & \dots \\ 0 & \vdots & r_N \cdot |Q_{0N}| - B_N \end{bmatrix} \quad 4.8$$

$$B = \begin{bmatrix} \frac{L_1}{g \cdot A_1 \cdot \Delta t} & \vdots & 0 \\ \dots & \ddots & \dots \\ 0 & \vdots & \frac{L_N}{g \cdot A_N \cdot \Delta t} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{I_1}{\Delta t} & \vdots & 0 \\ \dots & \ddots & \dots \\ 0 & \vdots & \frac{I_N}{\Delta t} \end{bmatrix} \quad 4.9$$

A matriz  $B$ , apresentada na Equação 4.9, é constante ao longo do tempo, ou seja, depende apenas das características físicas da tubulação, enquanto a matriz  $G$  tem solução variável em cada instante ( $t$ ).

Assim como no Método do Global Gradiente, o MDIR pode ser abordado em duas etapas: i) a resolução das incógnitas de carga ( $H$ ) e, ii) resolução das incógnitas de vazão ( $Q$ ). Na sequência, são apresentadas as modelagens dos vazamentos e das manobras, bem como a forma como essas condições de contorno são incorporadas ao MDIR, de modo a permitir a avaliação da variação das cargas e das vazões decorrente da manobra lenta e controlada em conjunto com a presença de vazamentos.

#### 4.1.2 Modelagem dos vazamentos

Para integrar os vazamentos às equações de conservação de massa e de quantidade de movimento do modelo rígido (MDIR), a pressão no orifício foi reescrita em termos de carga hidráulica (carga piezométrica).

Conforme discutido na subseção 3.3.3.1, adotou-se a mesma abordagem utilizada no *software* EPANET, no qual o vazamento é modelado como uma vazão que escoar por meio de uma tubulação virtual conectada a um reservatório virtual, conforme ilustrado na Figura 15. Essa abordagem permite a inclusão da condição de contorno dos vazamentos no modelo rígido, conforme apresentado nas Equações 3.15 e 3.16.

Por fim, neste trabalho, o expoente de vazamento ( $N_1$ ) é fixado em 0,5, valor correspondente ao expoente da equação de orifício, para representar a ocorrência de novos vazamentos.

#### 4.1.3 Modelagem da manobra

Para integrar as manobras às equações de conservação de massa e de quantidade de movimento do modelo rígido (MDIR), adotou-se a condição de contorno descrita na subseção 3.3.3.2, em que o coeficiente de perda de carga localizada ( $K$ ) de uma válvula é variado gradualmente para representar seu fechamento lento e controlado, conforme apresentado na Equação (3.17). Desta forma, a manobra lenta e controlada

garante o atendimento aos limites de segurança da rede e a manutenção das pressões dinâmicas mínimas.

## 4.2 Tratamento dos resultados

Após a obtenção dos resultados referentes à simulação hidráulica do regime transitório ocasionado pela manobra nos trechos identificados como candidatos (tubos e bombas) para a condição sem e com o vazamento, passando por todos os nós a cada manobra, os dados obtidos (sinais de carga e vazão) são então submetidos a análise para definição da melhor manobra e o(s) ponto(s) de monitoramento (sensores).

### 4.2.1 Alocação de manobra

Para análise dos dados avalia-se, primeiramente, a manobra que resultou em maior perturbação em todos os nós de maneira global, conforme descrito nas Equações 4.10 e 4.11. A avaliação visa determinar a manobra que resultou na maior diferença entre os dados na condição com e sem vazamento, ou, como abordado neste trabalho, a sua sensibilidade. Considerando que cada nó tem a possibilidade de apresentar um vazamento, sem que, a princípio, sua localização específica seja conhecida, a sensibilidade de todos os nós para cada possível posição de vazamento é acumulada para determinar a sensibilidade global de uma dada manobra.

$$S_{M_k} = \sum_{j=1}^{NN} \sum_{n=1}^{NN} \sum_{t=0}^T (H_{S_{k,n,t}} - H_{V_{k,j,n,t}}) \quad 4.10$$

$$S_{M_k} = \sum_{i=0}^{NN} \sum_{n=1}^{NN} [\max(H_{S_{k,n}} - H_{V_{k,j,n}})] \quad 4.11$$

em que:

$S_{M_k} [m]$  = sensibilidade da manobra na posição  $k$ ;

$H_{S_{k,n,t}} [m]$  = carga na condição sem vazamento para o nó  $n$  no tempo  $t$  e manobra na posição  $k$ ;

$H_{V_{k,n,t}} [m]$  = carga na condição com vazamento para o nó  $n$  no tempo  $t$ , vazamento na posição  $j$  e manobra na posição  $k$ ;

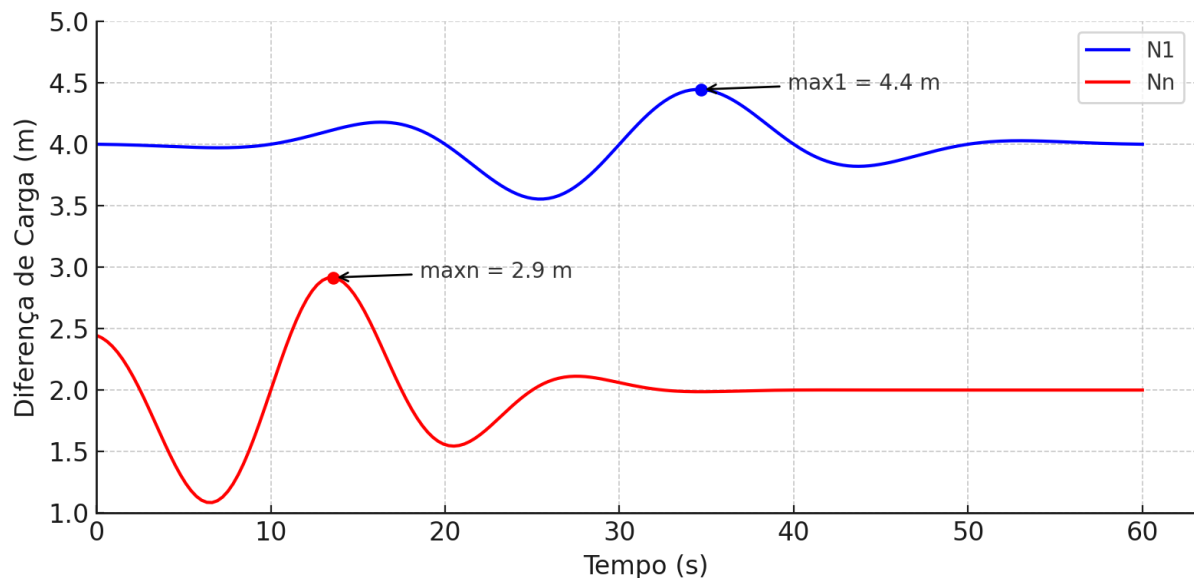
$NN [ ]$  = número de nós;

$T [s]$  = tempo total de simulação.

A Figura 19 ilustra a diferença entre as Equações 4.10 e 4.11. A Equação 4.10 realiza o somatório da diferença de pressão em cada passo de tempo de todo o sinal. Por outro lado, a Equação 4.11 avalia apenas a maior diferença registrada em cada sinal de carga de pressão, exemplificando com o valor máximo de 4,4m na primeira junção (N1) com os demais valores máximos até o valor máximo de 2,9m na enésima junção. Em ambas as equações o processo é repetido para cada um dos nós e para cada uma das possíveis posições do vazamento.

Finalmente, a manobra que ocasionou a maior perturbação no sistema – respeitando os limites de segurança previamente estabelecidos – refere-se àquela que apresentou o maior valor de sensibilidade acumulada. Para respeitar os limites de segurança da rede foi estabelecida a premissa de fornecimento contínuo e equitativo de água a todos os consumidores respeitando a manutenção das cargas de pressões dinâmicas mínima e máxima, estabelecidas pela ABNT NBR 12.218 de 2017 (ABNT; NBR 12.218, 2017), de 10 metros e 40 metros, respectivamente.

**Figura 19 – Análise de sinais das manobras para determinar a sensibilidade.**



Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

#### 4.2.2 Alocação de sensor

Após definida a melhor posição de manobra, procede-se à avaliação da sensibilidade dos nós para essa manobra a fim de determinar os pontos de monitoramento (sensores), conforme apresentado nas Equações 4.12 e 4.13. De forma análoga ao que foi realizado para identificar a melhor manobra, avalia-se a sensibilidade do nó,

mas agora, com a posição fixa da manobra (melhor manobra) que corresponde à diferença entre os dados na condição com e sem vazamento (sensibilidade). Novamente a sensibilidade de todos os nós para cada possível posição de vazamento é acumulada para determinar a sensibilidade global de um dado nó. O acúmulo corresponde ao somatório da diferença entre os sinais da condição com e sem vazamento descrito na Equação 4.12, ou, alternativamente, o somatório apenas do valor máximo da diferença entre os sinais, conforme descrito na Equação 4.13. Finalmente, o nó mais sensível refere-se àquela que apresentou o maior valor de sensibilidade acumulada.

$$S_{N_n} = \sum_{j=1}^{NN} \sum_{t=0}^T (H_{S_t} - H_{V_{j,t}}) \quad 4.12$$

$$S_{N_n} = \sum_{j=1}^{NN} [\max(H_S - H_{V_j})] \quad 4.13$$

em que:

$S_{N_k} [m]$  = sensibilidade do nó  $n$ ;

$H_{S_t} [m]$  = carga na condição sem vazamento para o nó  $n$  no tempo  $t$ ;

$H_{V_{j,t}} [m]$  = carga na condição com vazamento para o nó  $n$  no tempo  $t$  e vazamento na posição  $j$ ;

$T [s]$  = tempo total de simulação.

Para facilitar a visualização dos resultados, as sensibilidades dos nós foram normalizadas de acordo o valor máximo obtido e, posteriormente, avaliadas de forma gráfica através de um mapa de calor para observar possíveis influências topológicas da infraestrutura.

### 4.3 Localização de vazamento

A partir do banco de dados, que corresponde aos valores de sinais de carga e vazão no regime transitório devido a uma manobra com o vazamento passando por todos os nós, é iniciado o processo de otimização. São consideradas monitoradas a vazão no trecho onde é feita a manobra e as pressões nos nós onde foram alocados os sensores. Ou seja, serão monitorados os pontos com maior sensibilidade. Em sequência, o processo de otimização consiste em identificar a intensidade e posição ótima de um vazamento qualquer, ou seja, um processo de calibração. Para isso, as

variáveis a serem otimizadas foram o coeficiente de vazamento ( $C$ ) das Equações 3.15 e 3.16, e sua localização espacial, podendo ser qualquer um dos  $n$  nós do sistema. A função objetivo ( $FO$ ) a ser avaliada é descrita pela Equação 4.14 e representa o erro entre os sinais monitorados (banco de dados) e o simulado. A primeira parcela da função objetivo ( $FO$ ) (Equação 4.14) corresponde ao erro em relação ao sinal de carga, que é normalizado pelo maior valor obtido. Este valor é então somado à segunda parcela, que representa o erro do sinal de vazão, normalizado pelo maior erro do sinal de vazão.

$$FO = \sum_{i=1}^{NM} \sum_{t=0}^T \left( \frac{H_{BD_{i,t}} - H_{SH_{i,t}}}{\max(H_{BD} - H_{SH})} \right) + \sum_{j=1}^{TM} \sum_{t=0}^T \left( \frac{Q_{BD_{j,t}} - Q_{SH_{j,t}}}{\max(Q_{BD} - Q_{SH})} \right) \quad 4.14$$

em que:

$FO [m]$  = erro entre os sinais monitorado e simulado;

$H_{BD_{i,t}} [m]$  = carga do nó monitorado  $i$  no tempo  $t$  do banco de dados;

$H_{SH_{i,t}} [m]$  = carga do nó monitorado  $i$  no tempo  $t$  da simulação hidráulica;

$Q_{BD_{j,t}} [m]$  = vazão do trecho (tubo) monitorado  $j$  no tempo  $t$  do banco de dados;

$Q_{SH_{j,t}} [m]$  = vazão no trecho (tubo) monitorado  $j$  no tempo  $t$  da simulação hidráulica;

$NM [ ]$  = número de nós monitorados;

$TM [ ]$  = número de trechos (tubos) monitorados;

$T [s]$  = tempo total de simulação.

A solução do problema passa pela simulação hidráulica em regime transitório de acordo com o modelo rígido descrito na subseção 4.1.1, juntamente com uma otimização Meta-Heurística realizada através do algoritmo de Otimização por Enxame de Partículas, (PSO do inglês *Particle Swarm Optimization*).

O PSO foi desenvolvido por Kennedy e Eberhart em 1995 (Kennedy; Eberhart, 1995) e é inspirado na busca coletiva de alimentos de bandos de pássaros ou cardumes de peixes. Basicamente, cada partícula (pássaro/peixe) move-se livremente, de forma aleatória, em busca de alimento no espaço ( $x$ ) com uma determinada velocidade ( $V$ ) na primeira iteração. Posteriormente, a busca por melhores posições (solução) passa a levar em consideração três fatores: i) a inércia ( $\omega$ ); ii) a experiência própria –

cognitivo ( $c_1$ ); e, iii) a experiência coletiva ( $c_2$ ). As Equações 4.15 e 4.16 e a Figura 20 representam matematicamente este processo.

$$V_i^{t+1} = \omega \cdot V_i^t + c_1 \cdot \omega \cdot \text{rand}_1 \cdot \omega \cdot \frac{(X_{p_i}^t - X_i^t)}{\Delta t} + c_2 \cdot \omega \cdot \text{rand}_2 \cdot \omega \cdot \frac{(X_g - X_i^t)}{\Delta t} \quad 4.15$$

$$X_i^{t+1} = X_i^t + V_i^{t+1} \cdot \Delta t \quad 4.16$$

em que:

$V$  [m/s] = velocidade da partícula  $i$ ;

$X$  [x, y] = espaço encontrado (solução) da partícula  $i$ ;

$X_p$  [x, y] = melhor posição da partícula  $i$ ;

$X_g$  [x, y] = melhor posição do grupo;

$\omega$  [] = coeficiente de inércia;

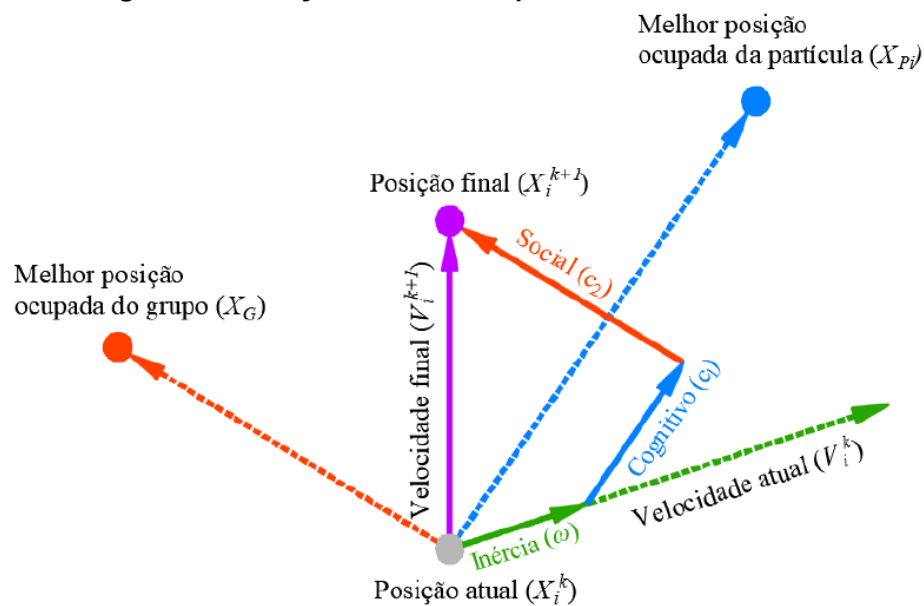
$c_1$  [] = coeficiente cognitivo;

$c_2$  [] = coeficiente social;

$\text{rand}$  [] = variável uniforme aleatória ( $\in [0,1]$ );

$\Delta t$  [s] = passo de tempo.

**Figura 20 – Posição final de uma partícula através do PSO.**



Fonte: Souza (2025, p. 61).

Neste trabalho, foi adotado 1,1 para o valor do coeficiente de inércia ( $\omega$ ) e, 1,49 para o valor dos coeficientes cognitivo ( $c_1$ ) e social ( $c_2$ ), que são os valores definidos como padrão no *software* MATLAB® (MathWorks®, 2024) e adotados também como padrão com uso do pacote PySwarms (Miranda, 2024) disponível em linguagem de programação Python.

## 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo apresenta-se: i) a validação do modelo rígido, que se refere processo inicial para verificar se os resultados obtidos pelo algoritmo são coerentes com o comportamento esperado do sistema modelado; ii) os resultados para a etapa de otimização da alocação de válvulas e sensores em que busca-se encontrar a melhor distribuição de válvulas e sensores ao longo da rede para maximizar a sensibilidade da aquisição de dados do regime transitório devido a manobra realizada; e iii) os resultados da etapa de localização dos vazamentos, em que os dados aquisitados nos sensores são utilizados como banco de dados durante o processo de otimização (calibração) para identificar a magnitude do vazamento e o respectivo local na rede de distribuição de água.

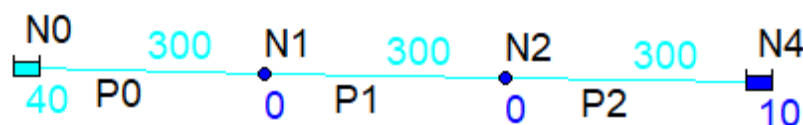
### 5.1 Validação do Modelo Rígido

Nesta subseção são apresentados exemplos com o propósito de validar o modelo hidráulico, utilizando as condições de contorno propostas, através de comparação dos resultados obtidos com os valores teóricos de regime permanente obtidos via modelagem no *software* EPANET.

#### 5.1.1 Exemplo 1 – Escoamento entre dois reservatórios

O primeiro exemplo refere-se ao escoamento entre dois reservatórios com desnível de 30 metros, conectados por uma tubulação rígida e com uma válvula em sua extremidade de jusante, conforme apresentado na Figura 21. São desprezadas as perdas singulares nos reservatórios e na válvula, e considerado, para efeito de análise, que o comprimento total de tubulação de 900m seja composto por três trechos de 300 m de comprimento, diâmetro de 200 mm, coeficiente Hazen-Wiliams (C) de 130, demandas nodais e coeficientes de vazamento iguais a zero.

Figura 21 – Escoamento entre reservatórios.



Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

Os resultados e comparações são apresentados na Tabela 2 e Figura 22. O exemplo apresentado elucida a modelagem de uma adutora plenamente preenchida e submetida a carga estática, e, com a abertura de uma válvula na chegada ao reservatório de jusante, a Figura 22 ilustra a evolução da vazão até que o sistema alcance um novo estado de equilíbrio.

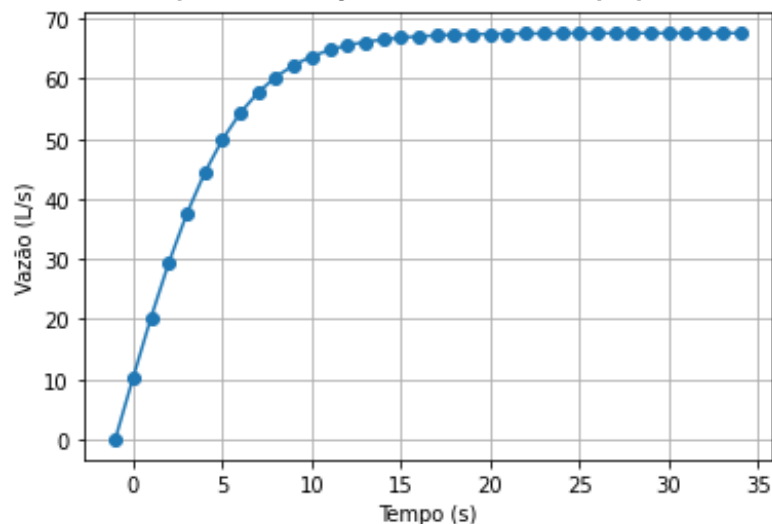
Observa-se que os valores obtidos no EPANET e no Modelo Rígido, após o alcance do novo estado de equilíbrio (decorridos os 15 segundos iniciais), são iguais. Em termos computacionais, utilizando uma discretização ( $\Delta t$ ) de 1 segundo e um tempo total de simulação de 35 segundos, o tempo total de processamento foi de 0,115 segundos. Observa-se, conforme Figura 4, que a vazão inicia-se em 0 L/s e atinge o novo regime permanente após, aproximadamente, 20 segundos, permanecendo constante durante os 15 segundos finais em 67,61 L/s.

**Tabela 2 – Exemplo 1 - Comparação da simulação entre EPANET versus Modelo Rígido.**

Tubo	EPANET	M. RÍGIDO	Nó	EPANET	M. RÍGIDO
	Vazão (L/s)			Carga Piezométrica (m)	
<b>P0</b>	67,61	67,61	<b>N1</b>	33,27	33,27
<b>P1</b>	67,61	67,61	<b>N2</b>	16,73	16,73
<b>P2</b>	67,61	67,61			

Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

**Figura 22 – Exemplo 1 - Evolução da vazão no tempo para o tubo P0.**

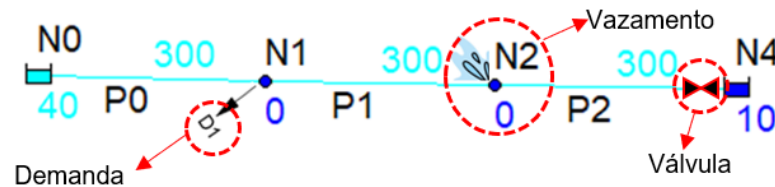


Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

### 5.1.2 Exemplo 2 – Escoamento entre dois reservatórios

De forma a continuar a validação do modelo rígido implementado e, aproveitando-se dos dados do primeiro exemplo (subsecção 5.1.1), introduziu-se uma demanda de 20 L/s ( $q$ ) no nó N1, um coeficiente de vazamento ( $C$ ) da Equação 3.16 de  $5 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m}^{0,5})$  no nó N2 e, por fim, uma válvula com coeficiente de perda de carga localizada ( $K$ ) da Equação 3.17 de 300 no tubo P2, conforme ilustrado na Figura 23. Devido ao aumento da complexidade (introdução de demanda, vazamento e perda de carga localizada) a discretização ( $\Delta t$ ) foi reduzida, para atingir resultados coerentes, para 0,5 segundos, permanecendo o tempo total de simulação de 35 segundos. Os resultados são apresentados na Tabela 3 e na Figura 24.

Figura 23 – Exemplo 2 - Escoamento entre reservatórios com vazamento demanda e válvula.



Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

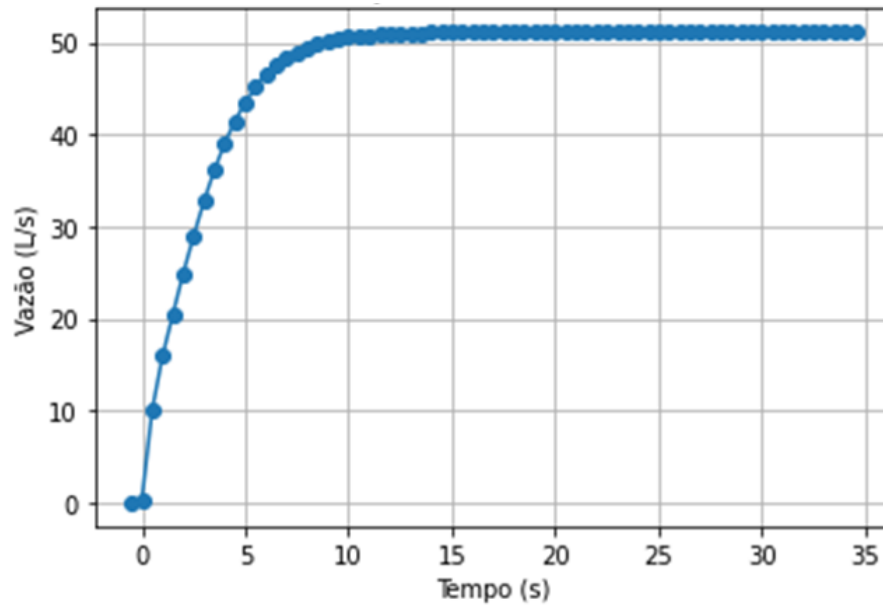
Em termos computacionais, a diminuição da discretização não afetou o tempo de processamento, que foi de 0,114 segundos, próximo ao do exemplo 1. Os resultados, conforme apresentado na Tabela 3, demonstram que os valores da simulação entre o EPANET e o Modelo Rígido para o exemplo foram aproximadamente os mesmos, em exceção da vazão no tubo P2, com uma diferença de 0,01 L/s. A diferença deve-se, por exemplo, ao critério de parada e da discretização adotados no modelo rígido. O vazamento no nó N2, após atingir o regime permanente, foi de 23,85 L/s. Observa-se, conforme Figura 24, que a vazão se inicia em 0 L/s e atinge o novo regime permanente após, aproximadamente, 15 segundos, permanecendo constante durante os 20 segundos finais em 51,11 L/s no tubo P1.

Tabela 3 – Exemplo 2 - Comparação da simulação entre EPANET versus Modelo Rígido.

Tubo	EPANET	M. RÍGIDO	Nó	EPANET	M. RÍGIDO
	Vazão (L/s)			Carga Piezométrica (m)	
P0	77,11	77,11	N1	32,61	32,61
P1	51,11	51,11	N2	22,76	22,76
P2	27,26	27,25			

Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

Figura 24 – Exemplo 2 - Evolução da vazão no tempo para o tubo P0.

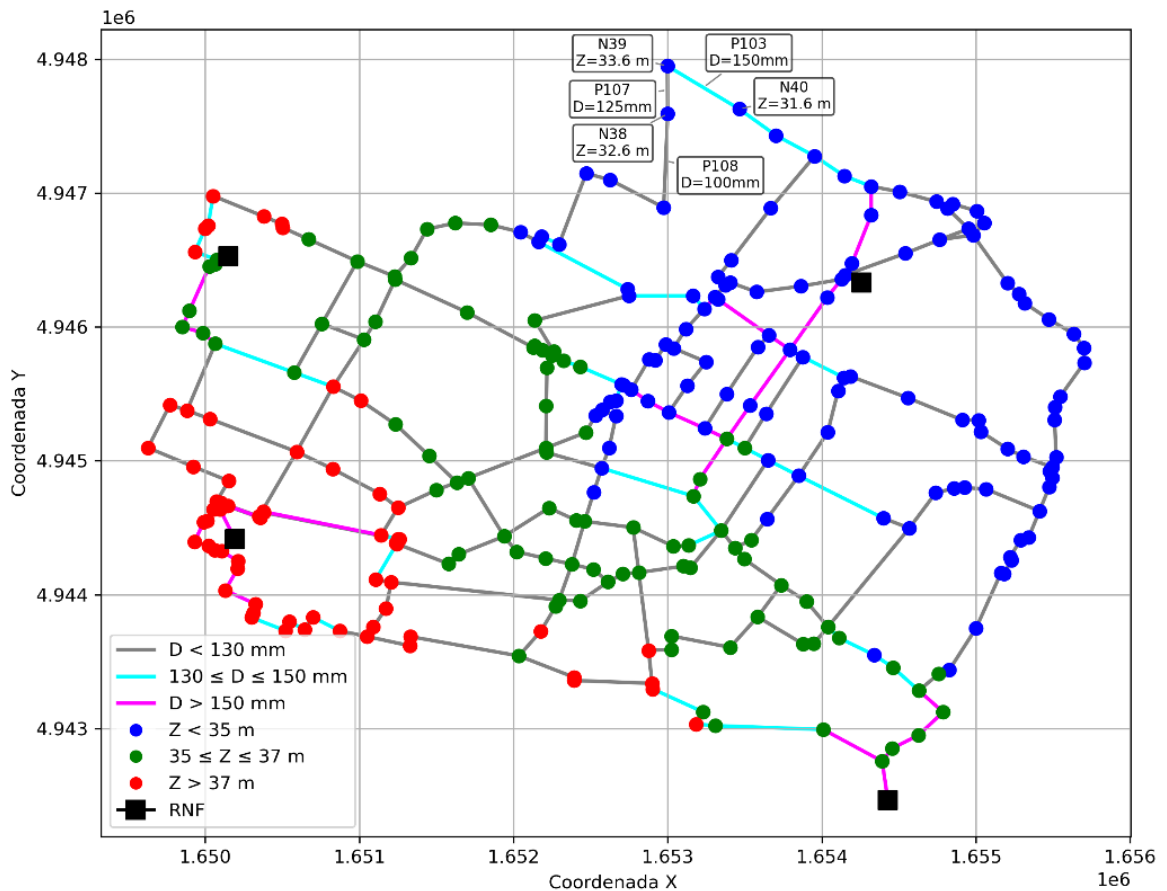


Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

### 5.1.3 Exemplo 3 – Rede Modena

A rede Modena é um modelo hidráulico malhado composto por 268 nós e 317 tubulações, conforme apresentado na Figura 25. As tubulações têm diâmetros variando entre 100 mm e 200 mm, com exceção das saídas dos reservatórios, que chegam à 400 mm. Possui uma extensão total de rede com aproximadamente 72 km. O sistema é alimentado exclusivamente por gravidade a partir de 4 reservatórios. Esta rede foi inicialmente apresentada por Bragalli *et al.* (2008) em um problema de dimensionamento e, desde então, tem sido extensivamente utilizada em estudos de calibração (Jun *et al.*, 2022), reabilitação e tomada de decisão durante eventos sísmicos (Roy; Rosenberger; Shahandashti, 2023), entre outras aplicações.

Figura 25 – Exemplo 3 – Rede Modena.



Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

No exemplo em questão, foram inseridos coeficiente de vazamento ( $C$ ) da Equação 3.16 com valor  $5 \text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{m}^{0.5})$  nos três nós mais ao norte do sistema (38, 39 e 40), juntamente com um coeficiente de perda de carga localizada de 50 nas três tubulações também no extremo norte da rede, ambos destacados na Figura 25. Os nós contendo vazamentos e as tubulações associadas às perdas de carga localizada foram selecionados aleatoriamente para a análise e validação do modelo rígido, com o propósito de verificar se os resultados obtidos apresentam comportamento esperado.

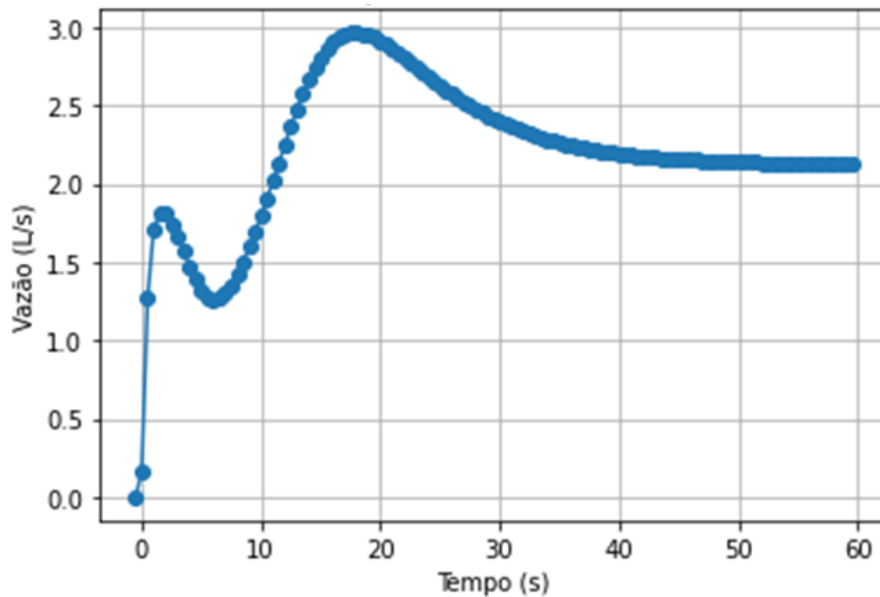
Para atingir os resultados, estabeleceu-se uma discretização ( $\Delta t$ ) de 0,5 segundos e um tempo total de simulação de 60 segundos. Os resultados são apresentados, de forma resumida devido ao elevado número de trechos e nós da rede, na Tabela 4 e na Figura 26.

Tabela 4 – Exemplo 3 - Comparação da simulação entre EPANET versus Modelo Rígido.

Tubo	EPANET	M. RÍGIDO	Nó	EPANET	M. RÍGIDO
	Vazão (L/s)			Carga Piezométrica (m)	
102	28,04	28,03	38	33,55	33,55
103	12,06	12,05	39	33,75	33,75
107	2,12	2,13	40	37,06	37,05

Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

Figura 26 – Exemplo 3 - Evolução da vazão no tempo para o tubo P107.



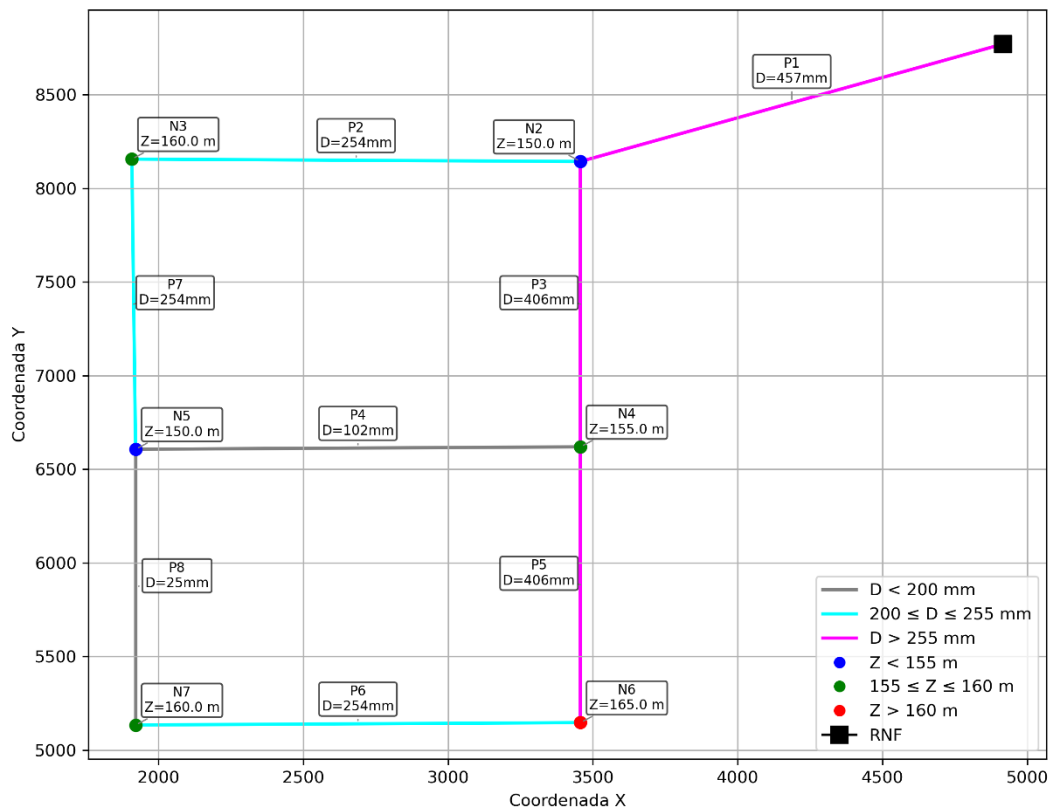
Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

Em termos computacionais, com uma discretização ( $\Delta t$ ) de 0,5 segundos, o tempo de processamento foi de 1,889 segundos. Os resultados, conforme apresentado na Tabela 4, demonstram que os valores da simulação entre o EPANET e o Modelo Rígido para o exemplo foram aproximadamente os mesmos, apresentando uma diferença de 0,01 L/s para os tubos apresentados e um erro na carga de 0,01 m para o nó 40. Os valores de vazamento nos três nós, 38, 39 e 40 foram de 4,96 L/s, 2,19 L/s e 11,69 L/s, respectivamente. Observa-se, conforme Figura 26, que a vazão se inicia em 0 L/s e atinge o novo regime permanente após, aproximadamente, 55 segundos, permanecendo constante durante os 5 segundos finais em 2,13 L/s no tubo 107.

## 5.2 Rede Two-loop

A rede *Two-loop*, proposta por Alperovits e Shamir (1977), é um modelo hidráulico composto por dois anéis formados a partir de 8 tubulações e 6 junções, com uma demanda total de 1120 m<sup>3</sup>/h (311,11 L/s) alimentada por gravidade através de um reservatório de nível fixo. O coeficiente de vazamento ( $C$ ) da Equação 3.16 foi calibrado em 0,133 m<sup>3</sup>/(s.m<sup>0,5</sup>) para provocar um vazamento na posição mais desfavorável (menor pressão) na ordem de 1,0 L/s. A Figura 27 ilustra a infraestrutura da rede *Two-loop*.

Figura 27 – Rede *Two-loop*.



Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

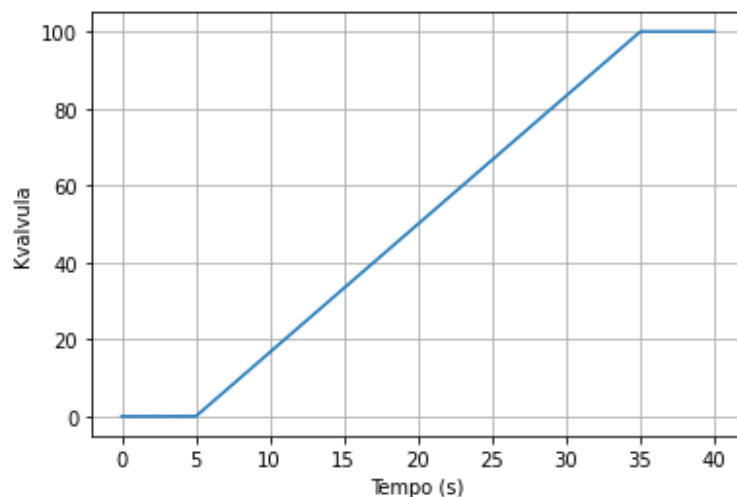
A escolha da rede deu-se devido sua simplicidade – poucas tubulações e nós – para validar a metodologia proposta antes de estudar redes mais complexas. Os resultados para alocação da manobra e definição do(s) nó(s) monitorado(s) (sensores) e localização dos vazamentos para a rede *Two-loop* são descritos nos itens 5.2.1 e 5.2.2, respectivamente.

### 5.2.1 Alocação de manobra e sensor

Para gerar a perturbação na rede *Two-loop*, adotou-se o seguinte procedimento: após os 5 segundos iniciais de simulação, em regime permanente, foi realizado o fechamento gradual de uma válvula ao longo de 30 segundos, seguido de mais 5 segundos com coeficiente constante e de valor máximo (100), totalizando 40 segundos de simulação com uma discretização de 0,01 segundo.

A Figura 28 apresenta a lei de manobra da válvula, adotada em todas as tubulações candidatas à operação durante a simulação hidráulica em regime transitório. Observa-se que foi adotada uma variação linear do coeficiente de perda de carga localizada ao longo do tempo de manobra, representando a evolução temporal do comando de fechamento. Assim, o valor de  $K$  em cada instante pode ser associado ao grau de abertura da válvula, de modo a reproduzir o mesmo comportamento de perda de carga localizado adotado na lei de manobra. Por exemplo, válvulas de gaveta apresentam fechamento mais abrupto no final do curso, fazendo com que  $K$  tenda ao infinito nessa condição, enquanto válvulas borboleta exibem variação mais suave, podendo ser aproximadas por uma relação quase linear (Chaudhry, 2014).

**Figura 28 – Variação do coeficiente de perda de carga localizada na manobra durante a simulação hidráulica.**

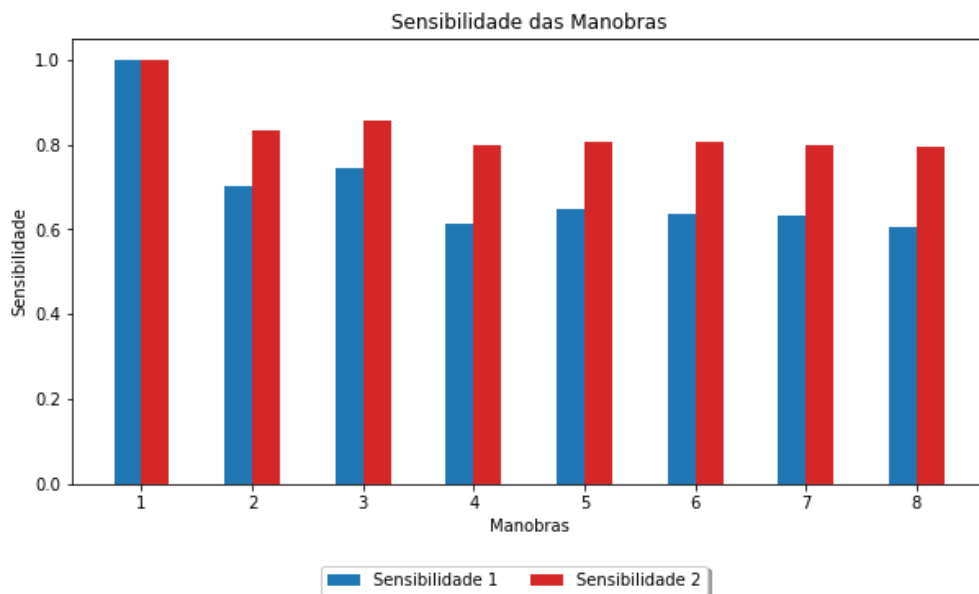


Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

As sensibilidades foram calculadas conforme apresentado na subseção 4.2.1 e são apresentadas na Figura 29. Inicialmente, ambas as sensibilidades (Equações 4.10 e 4.11) foram normalizadas para seus respectivos valores máximos objetivando-se compará-las. Observa-se, conforme Figura 29, que o comportamento das duas

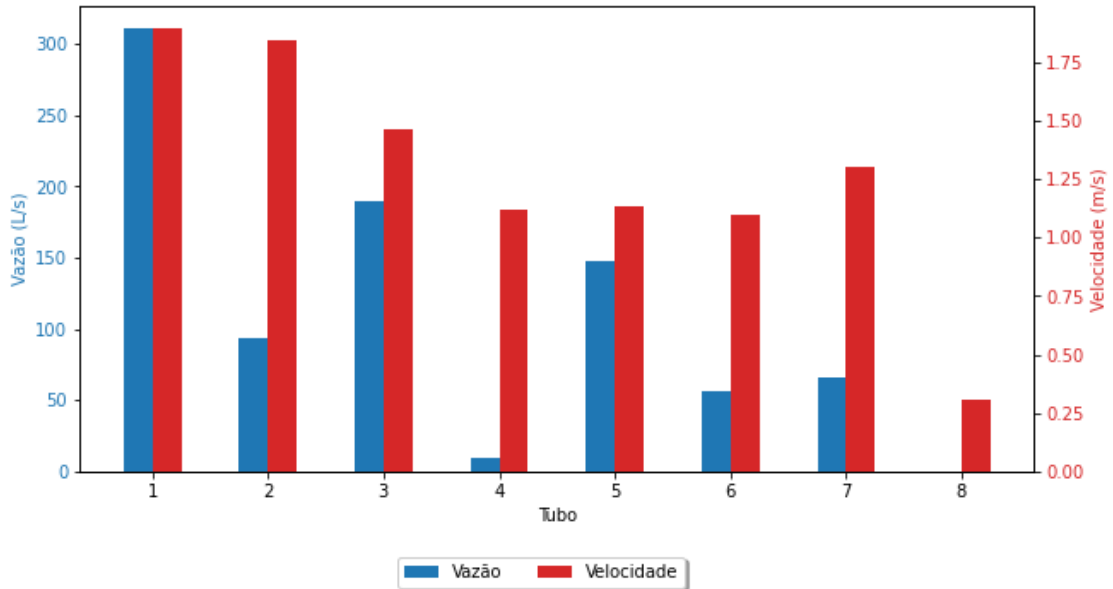
sensibilidades é semelhante, resultando na classificação das manobras nas tubulações 1, 3 e 2 como sendo as mais sensíveis. Ao analisar a Figura 30, observa-se que as tubulações com maior sensibilidade são aquelas que apresentam maiores velocidades. Com base nesses resultados, foi gerada uma terceira sensibilidade. Neste novo indicador, foram consideradas tanto a sensibilidade da vazão quanto a da velocidade de escoamento, ambas normalizadas para seus respectivos valores máximos e com pesos iguais (0,5 para cada uma), conforme apresentado na Figura 31. Observa-se que a sensibilidade correspondente à vazão e velocidade também apresenta comportamento semelhante às outras duas sensibilidades. O resultado pode indicar que as tubulações com menores vazões e velocidades ofereçam menor impacto quando manobradas na rede. Como toda tubulação é uma possível candidata a receber a manobra, excluir as tubulações menos relevantes quando manobradas na rede pode reduzir a necessidade de simulações hidráulicas para essas condições, o que contribui para uma maior eficiência computacional.

**Figura 29 – Sensibilidade das manobras para a rede *Two-loop*.**



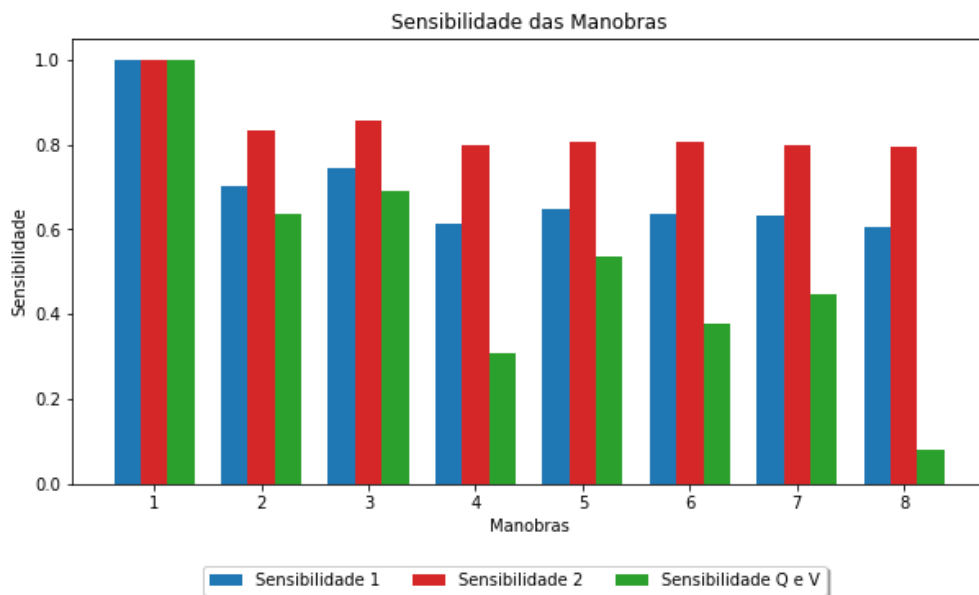
Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

**Figura 30 – Magnitude da vazão e velocidade para a rede *Two-loop*.**



Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

**Figura 31 – Comparação da sensibilidade 1 e 2 com a sensibilidade da vazão e velocidade para a rede *Two-loop*.**

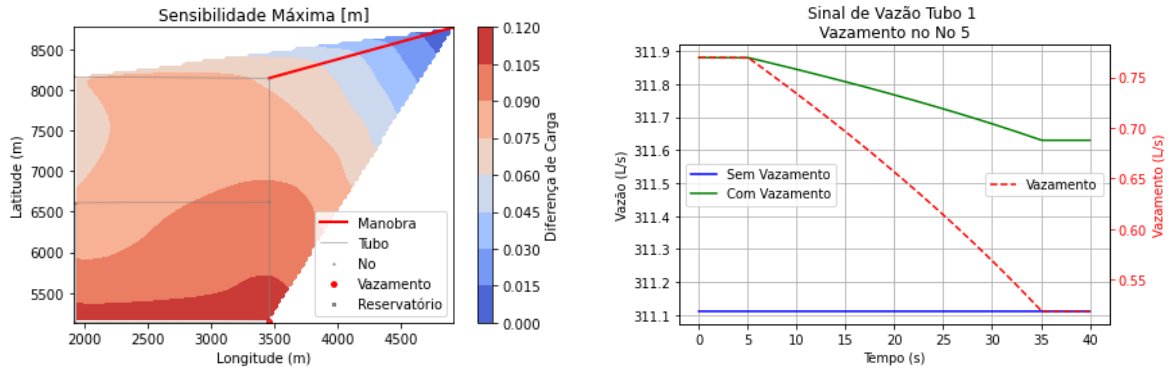


Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

Considerando a manobra na tubulação 1 – que foi identificada como a posição de maior sensibilidade conforme apresentado na Figura 29 – a Figura 32(a) apresenta a sensibilidade máxima, que é a maior diferença entre o sinal na condição com e sem vazamento conforme apresentado na Equação 4.13, devido a um vazamento na ordem de 1 L/s no nó 6, enquanto a Figura 32(b) apresenta a variação da carga e do vazamento na condição com e sem vazamento. Observa-se que os nós mais próximos

(4 e 7) apresentam maior sensibilidade, e à medida que se afasta do vazamento a sensibilidade é menor.

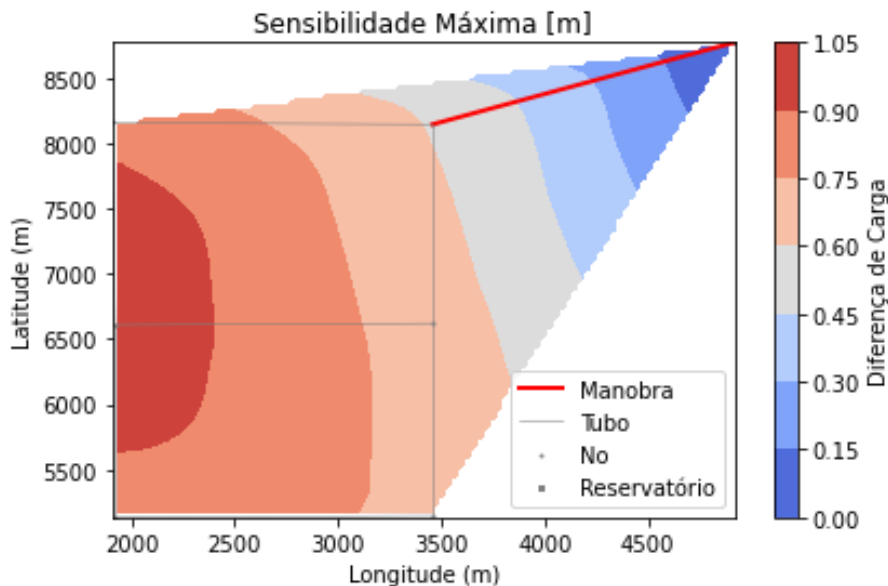
**Figura 32 – Sensibilidade máxima para vazamento no nó 6 na rede *Two-loop*.**



Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

Para identificar os nós mais sensíveis, foi necessário atribuir o vazamento em todos os demais nós e acumular a sensibilidade para cada nó, conforme apresentado na Equação 4.12, sendo o resultado normalizado para o maior valor observado. Como apresentando na Figura 33 o nó 5 foi o que apresentou a maior sensibilidade, acompanhado dos seus vizinhos (nós 3 e 7). Para alocação de um único sensor basta selecionar o nó com maior sensibilidade.

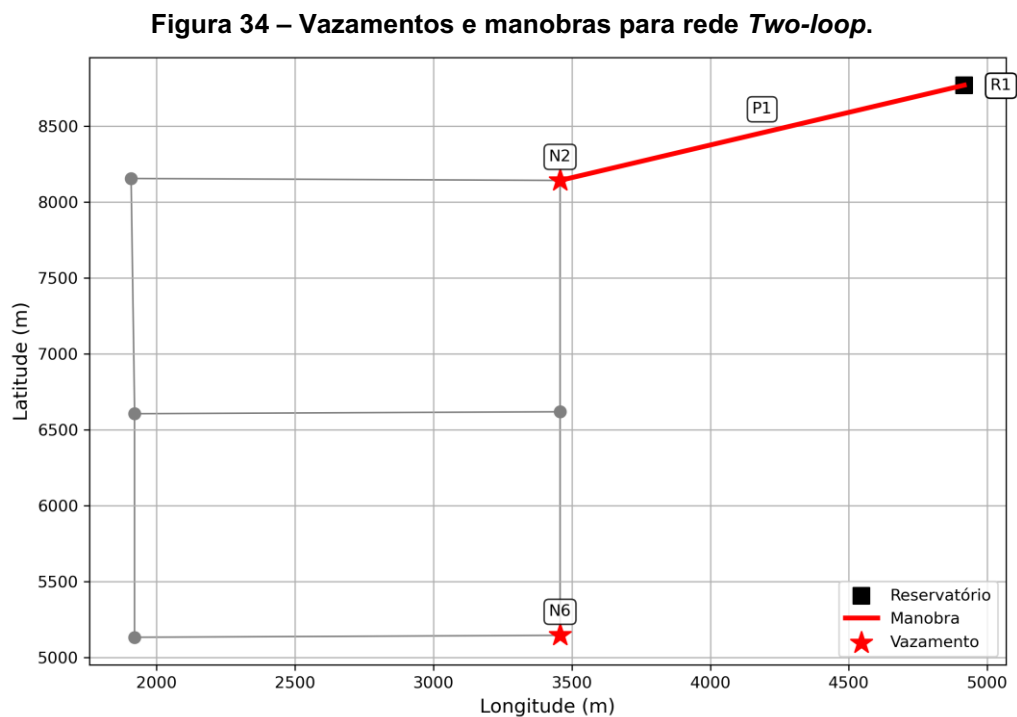
**Figura 33 – Sensibilidade máxima para vazamento em todos os nós da rede *Two-loop*.**



Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

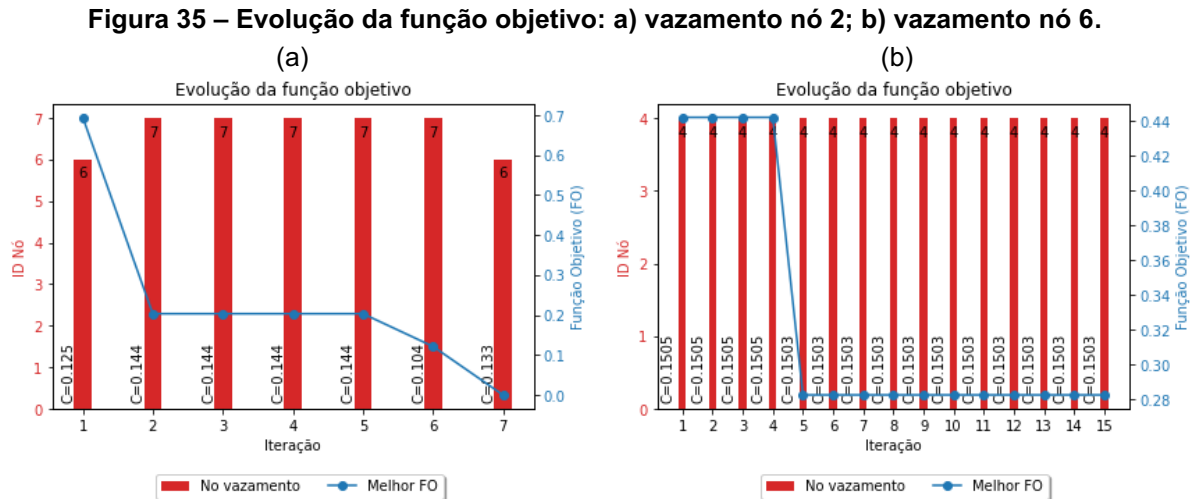
### 5.2.2 Localização de vazamento

Para a localização do vazamento através da otimização, conforme apresentado na subseção 4.3, o PSO foi configurado com 20 partículas e critério de parada como sendo um número máximo de 100 iterações ou variação da função objetivo igual ou inferior a  $10^{-6}$  durante 20 iterações consecutivas. Nesta rede, foram realizados dois cenários de simulação: no primeiro, o vazamento foi considerado apenas no nó 2; no segundo, apenas no nó 6. A posição dos nós e a tubulação manobrada estão indicadas na Figura 34. A Figura 35 apresenta o melhor valor encontrado da função objetivo para cada iteração, correspondendo a melhor solução encontrada entre as partículas. O valor da melhor solução é apresentado juntamente com o nó específico identificado como o ponto do vazamento e o coeficiente de vazamento ( $C$ ) relacionado.



Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

Observa-se que, como apresentado na Figura 35(a), no resultado final da otimização, foi alocado o vazamento no nó 6 com um coeficiente de vazamento de  $0,133 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m}^{0,5})$ , valores estes distintos do vazamento real considerado (nó 2 e coeficiente de  $0,132$ ). De forma similar, conforme apresentado na Figura 35(b), a otimização convergiu para um vazamento no nó 4 com coeficiente de vazamento de  $0,150 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m}^{0,5})$ , também diferente dos valores reais considerados (vazamento no nó 6 e coeficiente de  $0,132 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m}^{0,5})$ ).



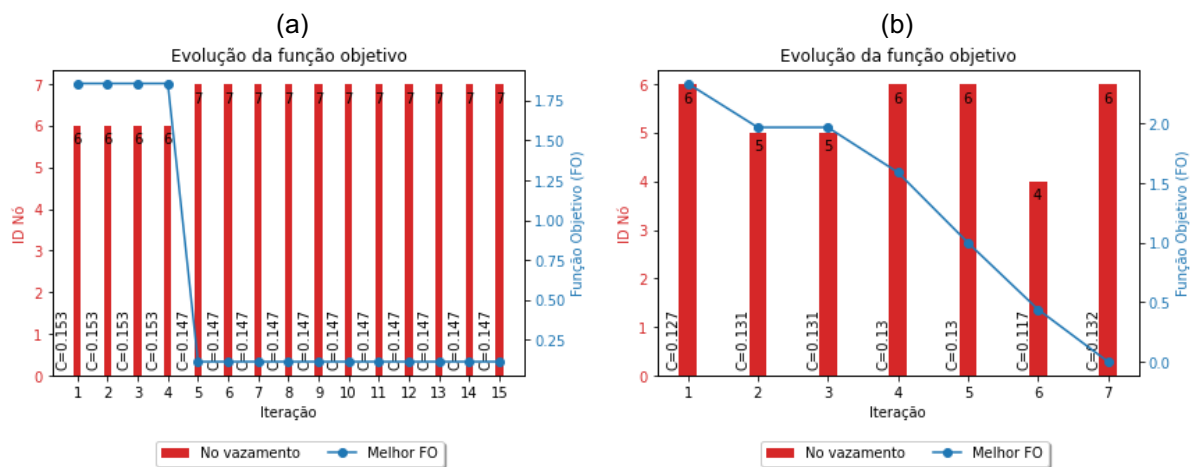
Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

Conforme evidenciado pelos resultados apresentados na Figura 35, nota-se que a otimização não demonstra um desempenho satisfatório, retornando nós com vazamentos distante dos reais, o que pode ser atribuído à magnitude do vazamento, na ordem de 1 L/s. Em termos relativos, este vazamento é consideravelmente pequeno (0,32%) quando comparado à demanda total da rede de 311,11 L/s, e com as vazões nas tubulações, que são predominantemente superiores ao valor do vazamento, como ilustrado na Figura 30, podendo ser considerado como um erro numérico ou ruído na aquisição de dados e simulação hidráulica.

Para superar essa questão e aprimorar o desempenho na otimização, sugere-se aumentar a faixa do vazamento, por exemplo, para 10 L/s, ou trabalhar com valores mínimos de demanda, representado pela vazão mínima noturna, conforme apresentado na subseção 3.1.3 e discutido a seguir. A Figura 36 apresenta o resultado da simulação para a vazão mínima noturna, considerada como sendo 30% da demanda base. Observa-se, conforme Figura 36(a), que novamente não foi possível identificar corretamente o vazamento no nó 2, com resultado convergindo para o nó 7. Isso reforça que no trecho até o nó 2, no qual a vazão é igual à demanda total, de aproximadamente 93,33 L/s, o valor do vazamento frente à vazão é mínimo (aproximadamente 1,1% da demanda), podendo representar um ruído ou aproximação numérica. Por outro lado, para o vazamento no nó 6, a otimização convergiu corretamente para o local de vazamento e mesmo coeficiente de vazamento, conforme observado na Figura 36(b). Isso indica que a realização das manobras durante o período da vazão mínima noturna pode melhorar a eficiência na

localização de vazamentos via otimização, uma vez que o vazamento representa um valor mais relevante frente à demanda. Adicionalmente, a execução das manobras durante o período de vazão mínima noturna pode assegurar uma segurança adicional ao sistema. Neste cenário, a menor vazão resulta em velocidades de escoamento reduzidas e, por consequência, as envoltórias de pressão geradas pela manobra são atenuadas, o que diminui o risco de danos à infraestrutura, como, por exemplo, o risco de rompimento.

**Figura 36 – Evolução da função objetivo para vazão mínima noturna: a) vazamento nó 2; b) vazamento nó 6.**

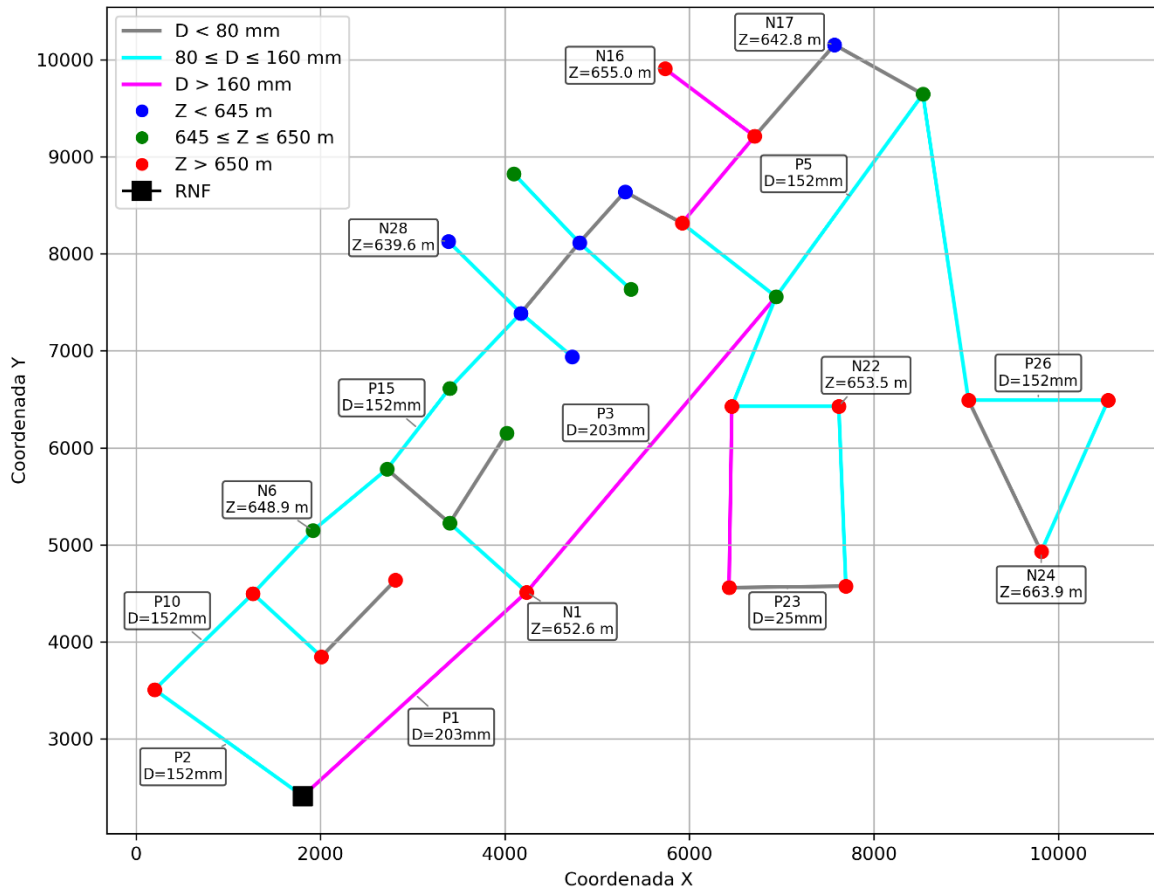


Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

### 5.3 Rede BLA

A rede BLA, proposta por Bragalli *et. al.* (2008), é um modelo hidráulico de uma parte da cidade de Blacksburg do estado da Virgínia nos Estados Unidos. A infraestrutura é composta de 30 tubulações e 35 junções com uma demanda total de aproximadamente 98 L/s alimentada por gravidade através de um reservatório de nível fixo. O coeficiente de vazamento ( $C$ ) da Equação 3.16 foi calibrado em  $0,133 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m}^{0,5})$  para provocar um vazamento na posição mais desfavorável (menor pressão) na ordem de 1,0 L/s. A Figura 37 ilustra a infraestrutura da rede BLA.

**Figura 37 – Rede BLA (Blacksburg).**



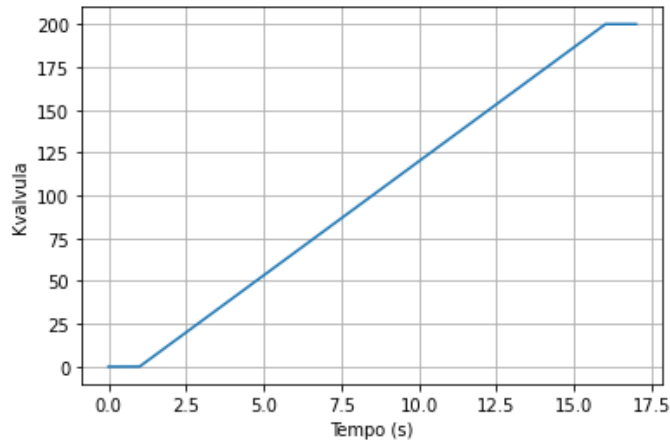
Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

Os resultados para alocação da manobra e definição do(s) nó(s) monitorado(s) (sensores) e localização dos vazamentos para a rede BLA são descritos nos itens 5.3.1 e 5.3.2, respectivamente.

### 5.3.1 Alocação de manobra e sensor

Para gerar a perturbação na rede BLA, adotou-se o seguinte procedimento: após o primeiro segundo de simulação em regime permanente, foi realizado o fechamento gradual de uma válvula ao longo de 15 segundos, seguido de mais 1 segundo com coeficiente constante e de valor máximo (200), totalizando 17 segundos de simulação com uma discretização de 0,005 segundo. A Figura 38 apresenta a lei de manobra da válvula, que foi alocada em todas as tubulações candidatas a serem operadas, durante a simulação hidráulica em regime transitório.

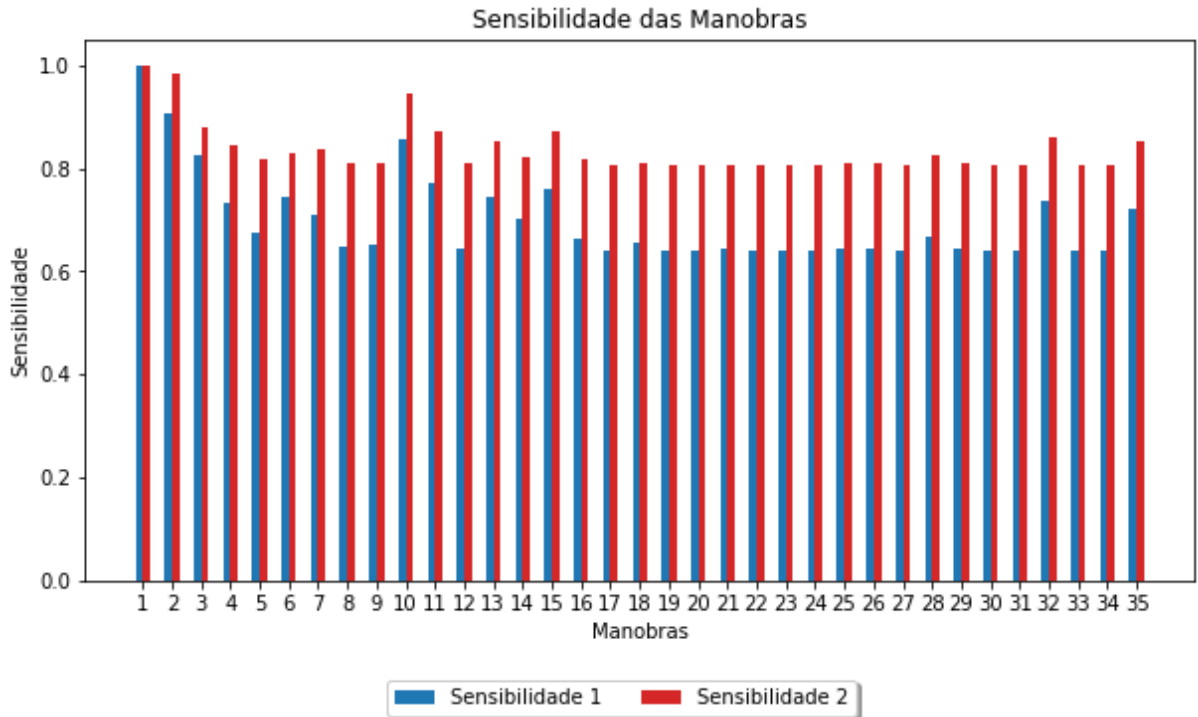
**Figura 38 – Variação do coeficiente de perda de carga localizada na manobra durante a simulação hidráulica.**



Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

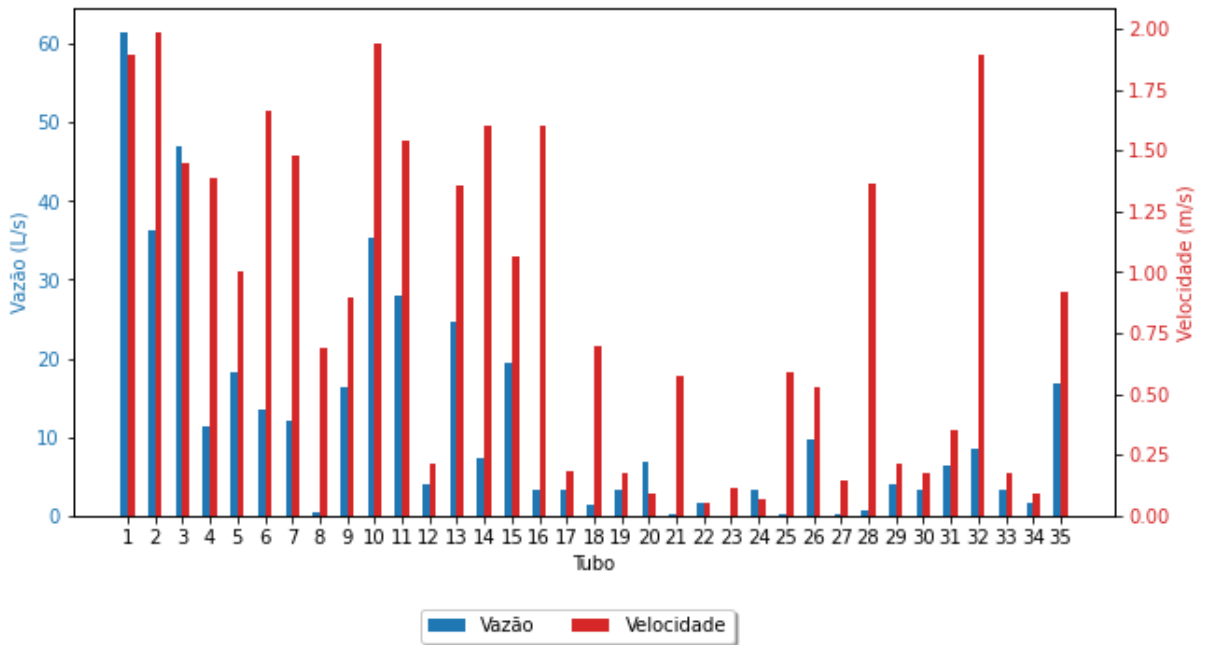
Observa-se, conforme Figura 39, que o comportamento das duas sensibilidades é semelhante, resultando na classificação das manobras nas tubulações 1, 2 e 10 como sendo as mais sensíveis. Ao analisar a Figura 40, observa-se o mesmo comportamento do estudo de caso da subseção 5.2.1, em que as tubulações com maiores velocidades apresentam maiores sensibilidades. Entretanto, existe uma considerável quantidade de tubulações com sensibilidades semelhantes. Utilizando novamente a sensibilidade da vazão e velocidade de escoamento, a Figura 41 mostra que as tubulações 1, 2 e 10 também possuem maior sensibilidade neste parâmetro. Para as demais tubulações há uma maior variação deste parâmetro em relação às outras duas sensibilidades, o que pode ser um critério de escolha em caso de necessidade de múltiplas manobras. O resultado reforça novamente que as tubulações com menores vazões e velocidades são menos relevantes quando manobradas na rede, podendo ser excluídas entre as tubulações candidatas para reduzir o número de simulações hidráulicas, o que contribui para uma maior eficiência computacional em redes mais complexas.

**Figura 39 – Sensibilidade das manobras para a rede BLA.**



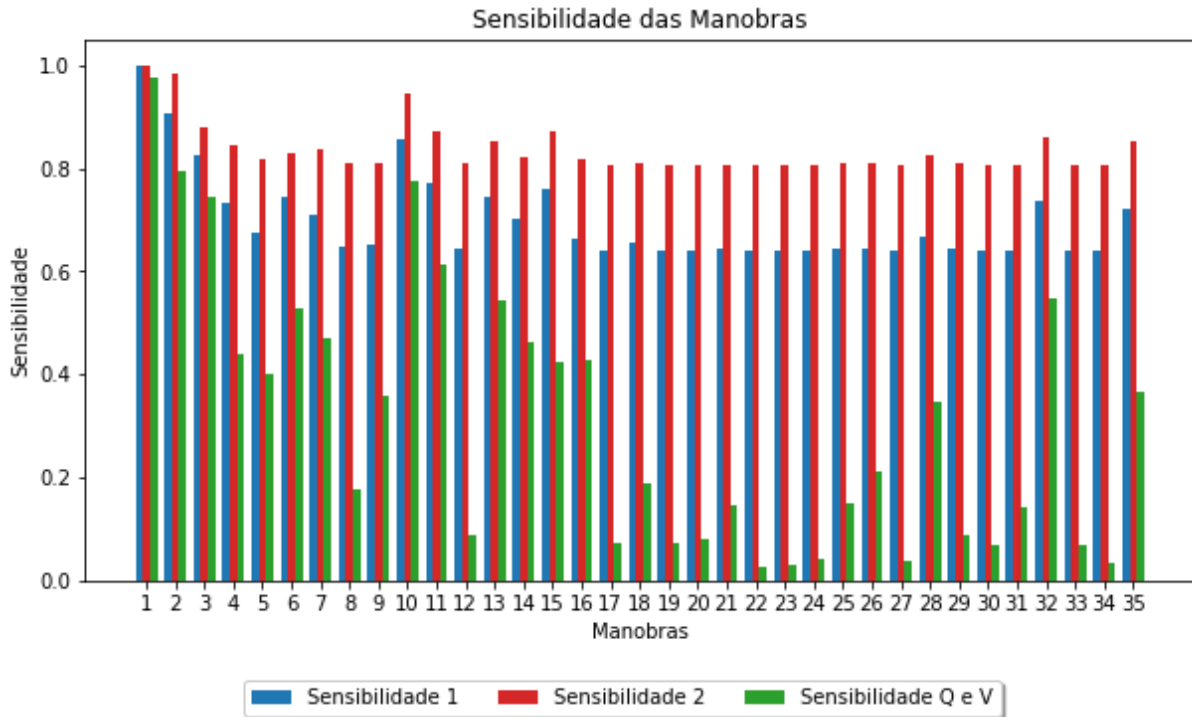
Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

**Figura 40 – Magnitude da vazão e velocidade para a rede BLA.**



Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

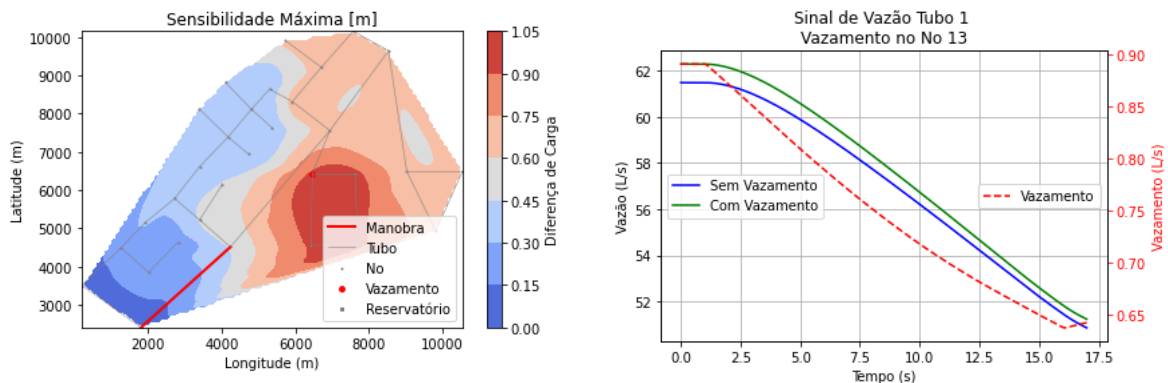
**Figura 41 – Comparação da sensibilidade 1 e 2 com sensibilidade da vazão e velocidade para a rede BLA.**



Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

Considerando a manobra na tubulação 1 – que foi identificada como a posição de maior sensibilidade conforme apresentado na Figura 39 – a Figura 42(a) apresenta a sensibilidade máxima, que é a maior diferença entre o sinal na condição com e sem vazamento, devido um vazamento na ordem de 1 L/s no nó 13, enquanto a Figura 42(b) apresenta a variação da carga e do vazamento na condição com e sem vazamento. Observa-se que os nós mais próximos do vazamento (14, 22 e 23) apresentam maior sensibilidade e à medida que se afasta a sensibilidade é menor.

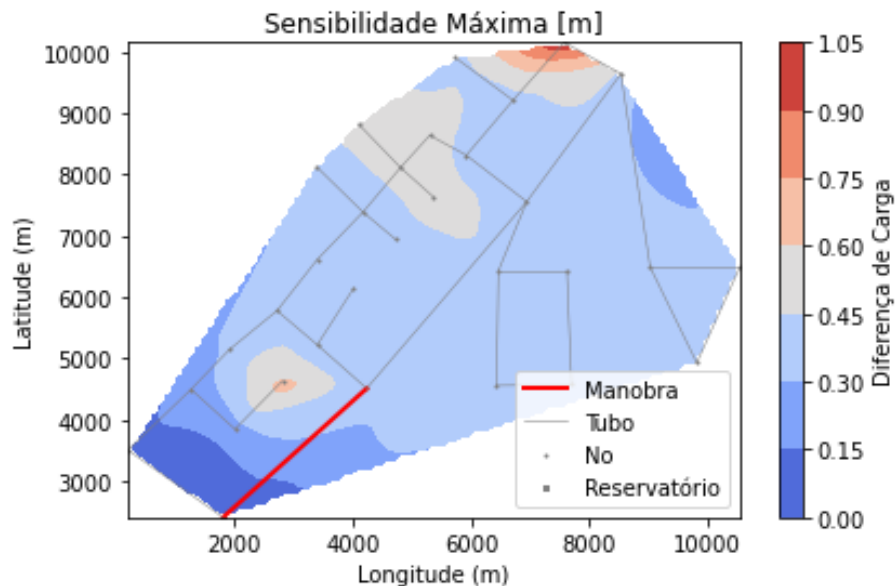
**Figura 42 – Sensibilidade máxima para vazamento no nó 13 para a rede BLA**



Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

Novamente, para identificar os nós mais sensíveis, foi necessário atribuir o vazamento em todos os demais nós e acumular a sensibilidade para cada nó. Como apresentado na Figura 43 o nó 17 foi o que apresentou a maior sensibilidade, acompanhado de uma região próxima (nós 9, 10 e 25) além do nó 20 mais distante espacialmente do nó 17. Para alocação dos sensores, considerando a distribuição espacial entre os nós 17 e 20, optou-se por selecionar ambos. Apesar disso, para alocação de mais sensores pode ser necessário um algoritmo de agrupamento de forma a garantir a espacialidade dos sensores e uma aquisição de dados que melhor represente a infraestrutura existente.

**Figura 43 – Sensibilidade máxima para vazamento em todos os nós da rede BLA.**

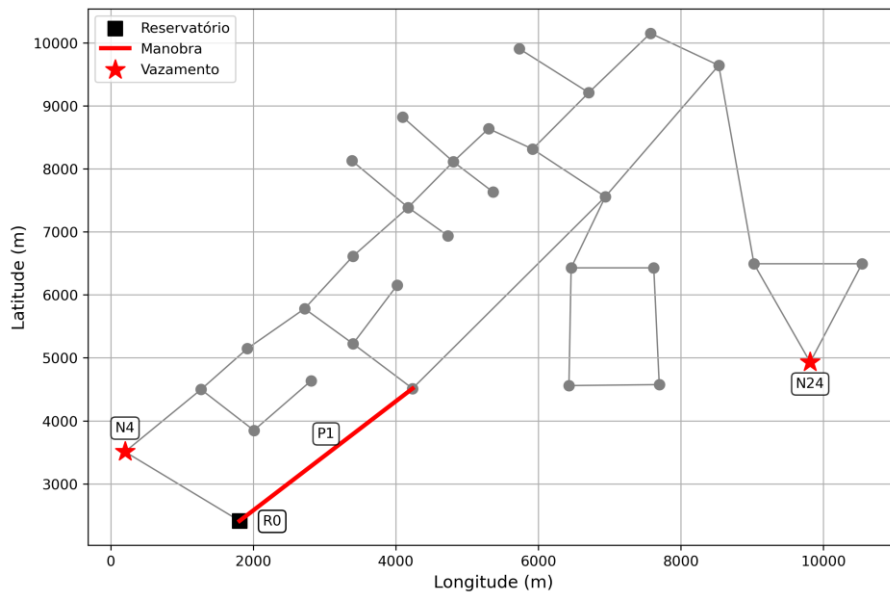


Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

### 5.3.2 Localização de vazamento

Para a localização do vazamento através da otimização o PSO foi configurado com 20 partículas e critério de parada como sendo um número máximo de 100 iterações ou variação da função objetivo igual ou inferior a  $10^{-6}$  durante 20 iterações consecutivas. Nesta rede, foram realizados dois cenários de simulação: no primeiro, o vazamento foi considerado apenas no nó 4; no segundo, apenas no nó 24. A posição dos nós e a tubulação manobrada estão indicadas na Figura 44. A Figura 45 apresenta o melhor valor encontrado da função objetivo para cada iteração. O valor da melhor solução é apresentado juntamente com o nó identificado como o ponto do vazamento e o coeficiente de vazamento ( $C$ ) relacionado para monitoramento com 1 (um) sensor e 2 (dois) sensores.

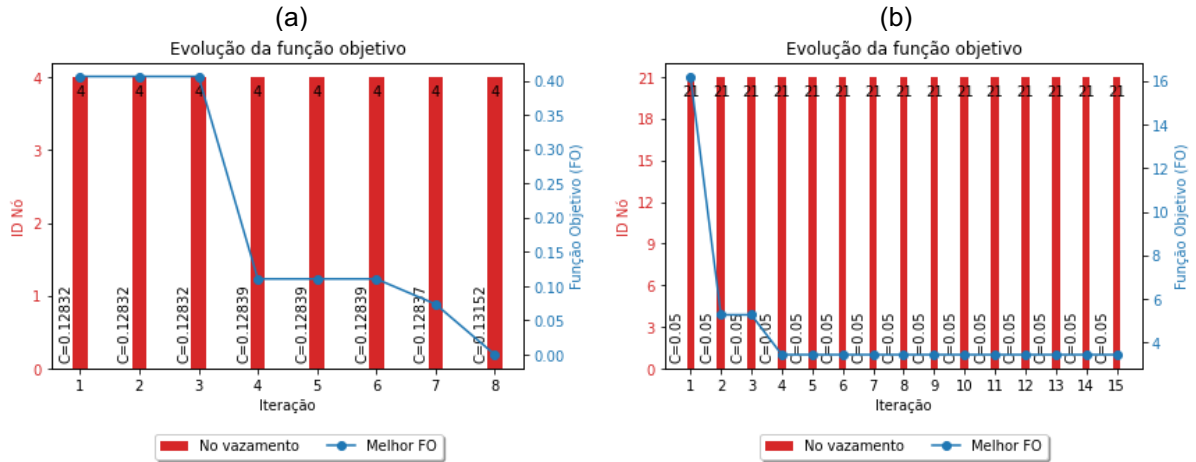
**Figura 44 – Vazamentos e manobras para rede BLA.**



Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

Observa-se que, como apresentando na Figura 45(a), foram necessárias apenas 8 das 100 possíveis iterações para localizar o vazamento no nó 4 com coeficiente de vazamento de  $0,133 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m}^{0,5})$  a partir de um único sensor alocado no nó 17. No entanto, ao considerar dois sensores (nós 17 e 20) e, por consequência, um banco de dados maior, ao final da otimização o vazamento convergiu para o nó 21 com um coeficiente de  $0,05$ . Apesar do nó 21 ser vizinho do ponto de vazamento real (nó 4), o resultado convergiu para o limite inferior do coeficiente de vazamento, adotado como  $0,05 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m}^{0,5})$ . Como o coeficiente de  $0,05 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m}^{0,5})$  resulta em um vazamento muito pequeno quando comparado com a demanda (na ordem de  $0,1 \%$ ), a alteração da carga na condição com e sem vazamento diferença é pequena, ou seja, em qualquer local que o vazamento for atribuído haverá um valor bem pequeno na função objetivo e, portanto, provoca a presença de vários mínimos. Desta forma, são gerados vazamentos que impactam muito pouco na pressão coletada nos pontos de monitoramento. Destaca-se também que o vazamento no nó 4 está próximo ao reservatório, encontrando-se na zona de maior vazão (tubulações de saída do reservatório). Assim, a magnitude do vazamento (na ordem de  $1 \text{ L/s}$ ) representa cerca de  $1,0\%$  da demanda total de  $97,68 \text{ L/s}$ , o que pode influenciar na sua localização.

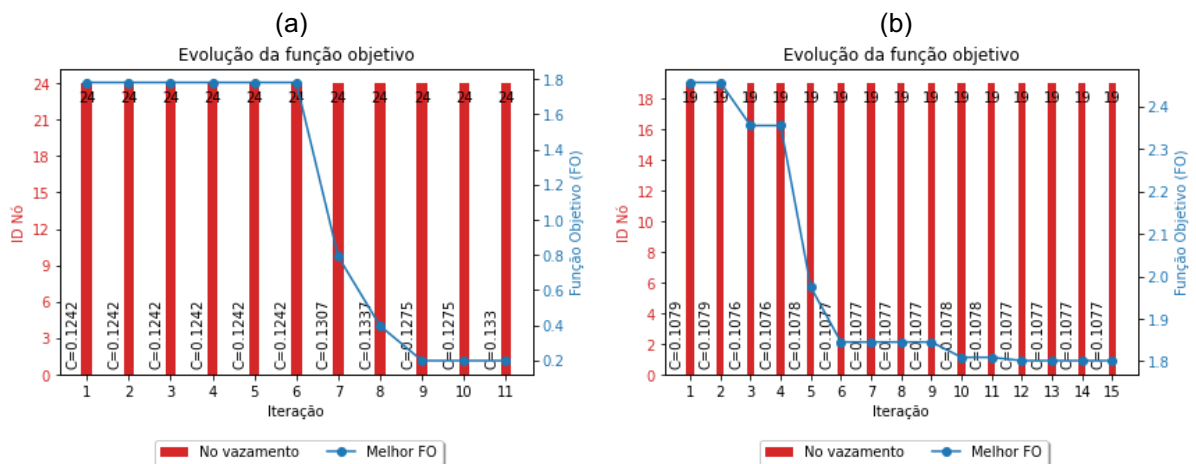
**Figura 45 – Evolução da função objetivo para vazamento nó 4: a) monitoramento via 1 sensor; b) monitoramento via dois sensores.**



Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

Para o vazamento no nó 24, que é o ponto mais afastado do reservatório e apresenta menor pressão, nota-se que novamente, para um único ponto de monitoramento, a otimização convergiu para o local e coeficiente corretos, conforme mostrado na Figura 46(a). Porém, ao considerar dois pontos de monitoramento, observa-se que a otimização convergiu para o nó 19, como ilustrado na Figura 46 (b). Embora o nó 19 não seja o nó com vazamento (nó 24), ele é um nó vizinho. Dessa forma, percebe-se que há um bom direcionamento para a localização de vazamentos nesta região. Com isso, uma campanha de campo pode localizar a posição exata do vazamento de forma mais rápida e eficaz.

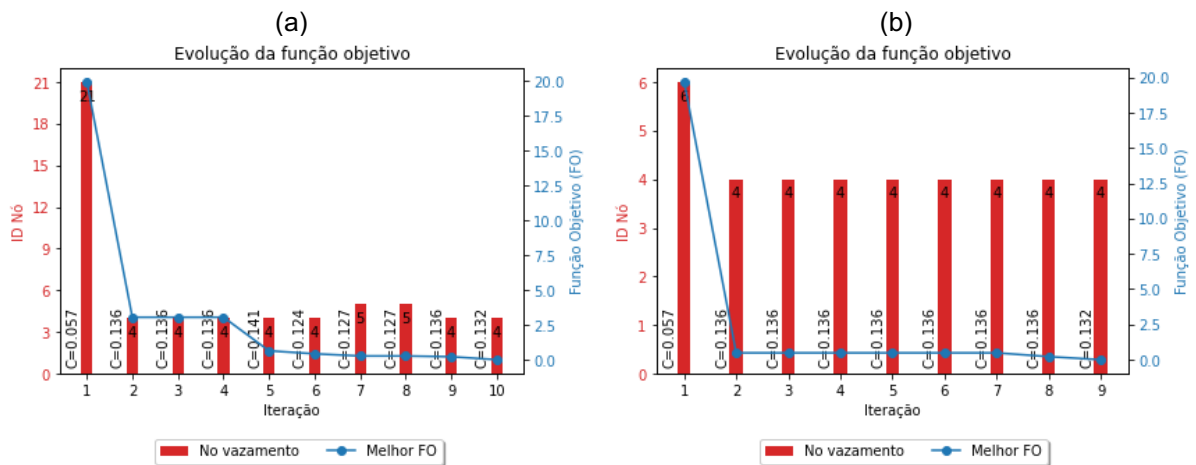
**Figura 46 – Evolução da função objetivo para vazamento nó 24: a) monitoramento via 1 sensor; b) monitoramento via dois sensores.**



Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

Na tentativa de refinar a localização, novamente a vazão mínima noturna foi considerada e está apresentada na Figura 47, Figura 48 e Figura 49 a seguir. Observa-se que, para ambas situações (com um ou dois sensores), o vazamento no nó 4 foi identificado utilizando a vazão mínima noturna, que foi adotada como sendo 30% da demanda base. Além disso, cabe destacar que foram necessárias 10 iterações para o valor convergir com um sensor e 9 iterações para a situação com dois sensores.

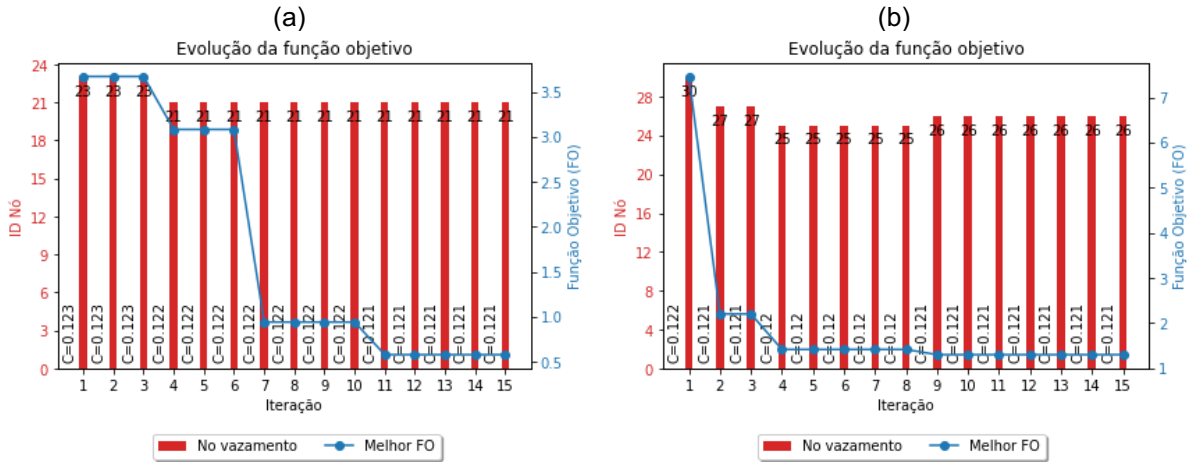
**Figura 47 – Evolução da função objetivo para vazamento no nó 4 para vazão mínima noturna: a) monitoramento via 1 sensor; b) monitoramento via dois sensores.**



Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

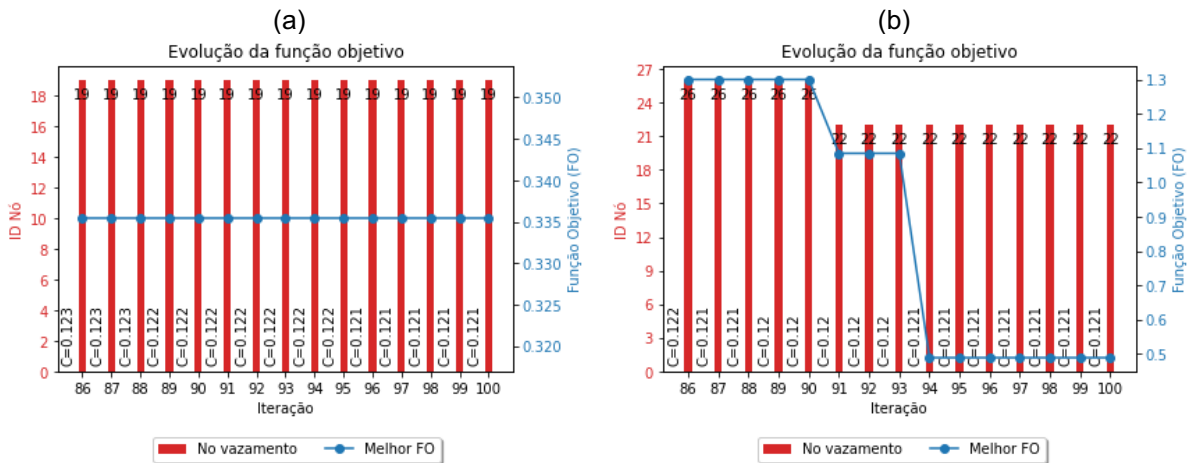
Para o vazamento no nó 24 na condição de vazão mínima noturna, observa-se que foi atingido o número máximo de iterações (100) sem convergência para o local real do vazamento (nó 24). A Figura 48 apresenta a evolução das 15 primeiras iterações, enquanto a Figura 49 mostra a evolução das 15 últimas iterações. Nota-se que, para um único ponto de monitoramento, conforme mostrado na Figura 49(a), o vazamento convergiu para o nó 19, enquanto com dois pontos de monitoramento, conforme Figura 49(b), convergiu para o nó 22. Ambos os nós (nó 19 e nó 22) são vizinhos do ponto real de vazamento (nó 24). No entanto, é importante ressaltar que, com um único ponto de monitoramento, o local encontrado é mais preciso, pois o nó 19 tem conectividade direta com o nó 24, enquanto o nó 22, apesar de ser vizinho, não apresenta conectividade.

**Figura 48 – Evolução das 15 primeiras iterações da função objetivo para vazamento nó 24 e vazão mínima noturna: a) monitoramento via 1 sensor; b) monitoramento via dois sensores.**



Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

**Figura 49 – Evolução das 15 últimas iterações da função objetivo para vazamento nó 24 e vazão mínima noturna: a) monitoramento via 1 sensor; b) monitoramento via dois sensores.**

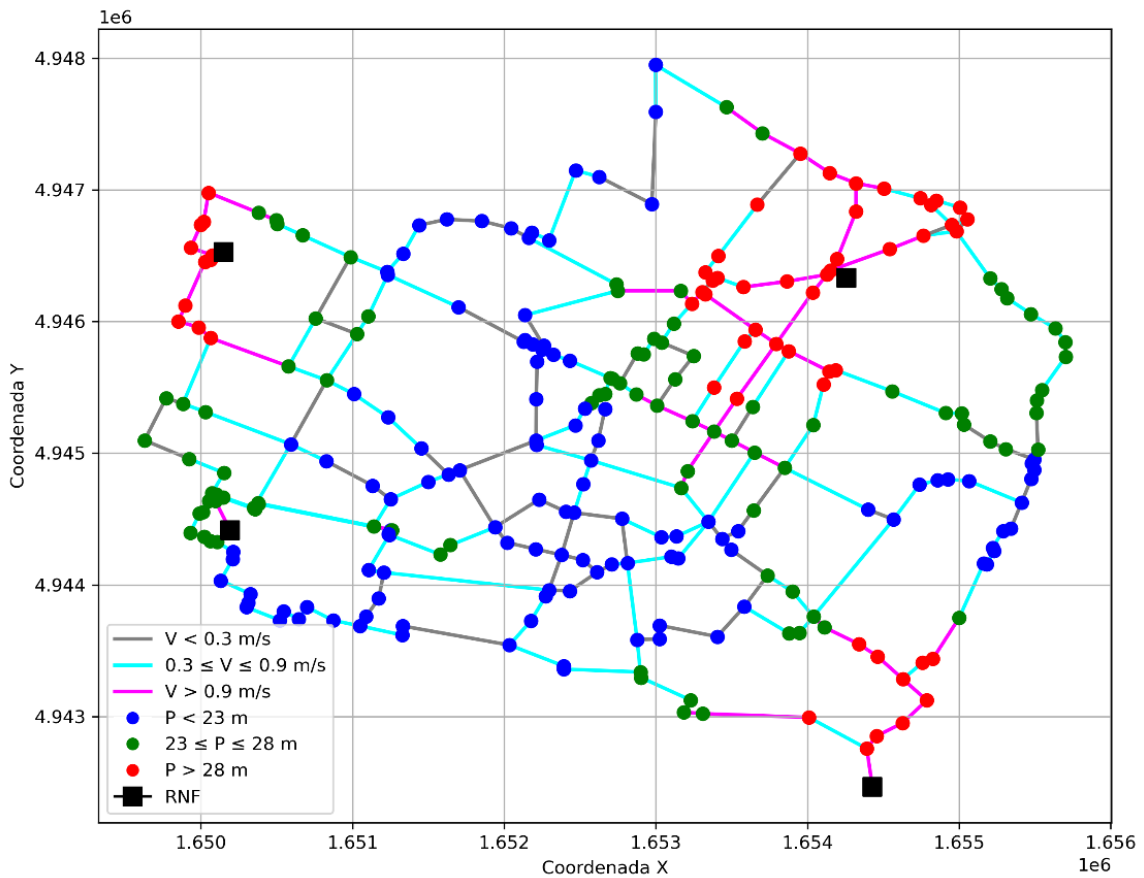


Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

### 5.4 Rede Moderna

A rede Modena, utilizada inicialmente como exemplo para a validação do modelo rígido (Seção 5.1.3), é novamente empregada nas etapas de alocação de manobras, sensores e localização de vazamentos. Suas características hidráulicas (pressão e vazão), em regime permanente, estão representadas na Figura 50.

Figura 50 – Rede de Modena: pressão e velocidade em condições de regime permanente.

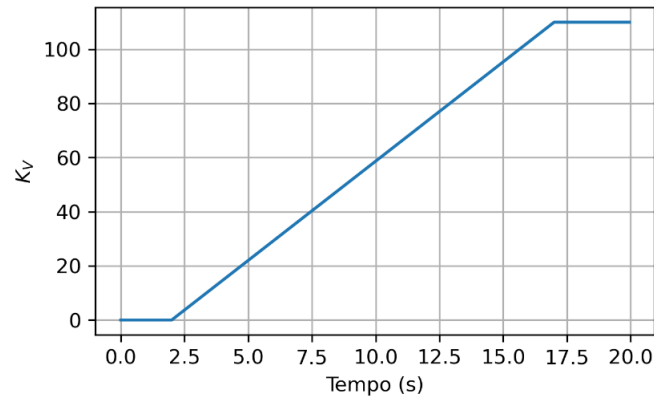


Fonte: elaborado pelo autor (2025).

O coeficiente de vazamento ( $C$ ) das Equações 3.15 e 3.16 foi calibrado para  $0,33 \text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{m}^{0.5})$  de modo a induzir um vazamento de aproximadamente  $1,0 \text{ L/s}$  no nó de menor pressão (N70) sob condições de regime permanente. Para gerar o transiente, realiza-se o fechamento controlado de uma válvula na tubulação selecionada, ajustando o coeficiente de perda de carga local ( $K$ ) da válvula, o qual também é calibrado sob condições de regime permanente para garantir uma pressão mínima de  $10 \text{ m}$  durante operação normal.

O tempo de simulação foi de  $20$  segundos, com um passo de tempo ( $\Delta t$ ) de  $0,05$  segundos, seguindo o procedimento descrito a seguir e ilustrado na Figura 51: i)  $2$  segundos de simulação sob condições de regime permanente com a válvula completamente aberta ( $K = 0$ ); ii)  $15$  segundos de fechamento gradual da válvula, com o coeficiente  $K$  aumentando linearmente a cada passo de tempo, partindo de  $0$  até um valor máximo de  $110$ ; iii)  $3$  segundos de simulação com o coeficiente  $K$  mantido constante no valor máximo ( $110$ ). Os padrões de consumo adotados durante esses  $20$  segundos correspondem à demanda base diária.

**Figura 51 – Evolução do fechamento controlado da válvula ( $K_V$ ).**



Fonte: elaborado pelo autor (2025).

Conforme observado nos resultados dos outros exemplos, havendo a necessidade da seleção de dois ou mais sensores, pode-se deparar com a concentração de nós com maiores sensibilidades em uma única área. Por exemplo, em redes maiores em que os nós vizinhos (próximos) ao nó de maior sensibilidade também apresentam altas sensibilidades, pode surgir um problema de concentração de sensores em uma mesma região, o que pode levar à obtenção de um banco de dados que não representem toda a infraestrutura e sim apenas uma região específica. Uma solução para resolver o problema de concentração de sensores é a proposta de um algoritmo de agrupamento. Basicamente, o agrupamento permite selecionar o nó de maior sensibilidade dentro de cada grupo (ou comunidade). Desta forma, o agrupamento torna-se responsável por garantir a distribuição espacial dos sensores. Por exemplo, Rajabi e Tabesh (2024) aprimoram a alocação de sensores para detecção de vazamentos e calibração, adotando uma abordagem de particionamento, que seleciona o nó mais representativo de cada grupo com base em duas matrizes de sensibilidade ao monitoramento de pressão: i) a sensibilidade global; e, ii) o número de detecção.

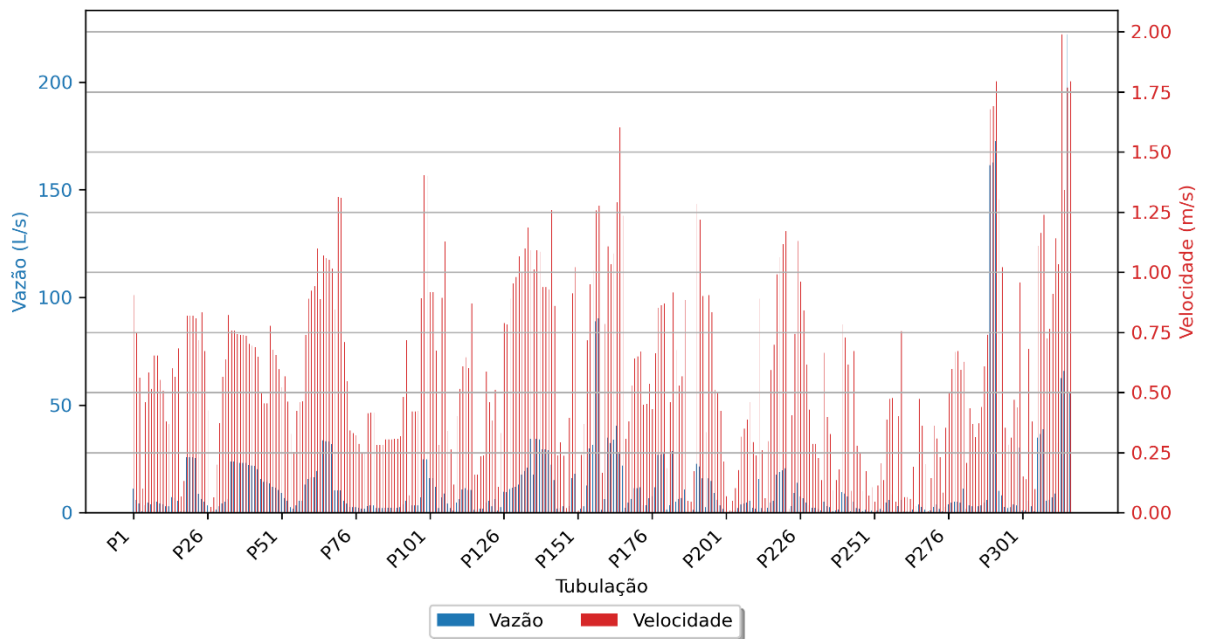
Para contornar essa situação, neste trabalho foram definidos cinco agrupamentos, conforme os trabalhos de (Barros *et al.*, 2022; Mankad; Natarajan; Srinivasan, 2022; Quinones-Grueiro; Verde; Llanes-Santiago, 2019), que utilizaram cinco sensores em seus estudos na rede Modena, permitindo assim a comparação dos resultados obtidos. Dessa forma, a maior sensibilidade acumulada indica o nó mais relevante para monitoramento dentro de cada grupo definido pelo algoritmo *k-means* (Gautam; Kotecha; Subbiah, 2022). Para melhorar a visualização dos resultados, as

sensibilidades dos nós são normalizadas com base no maior valor de sensibilidade obtido.

#### 5.4.1 Alocação de manobra e sensor

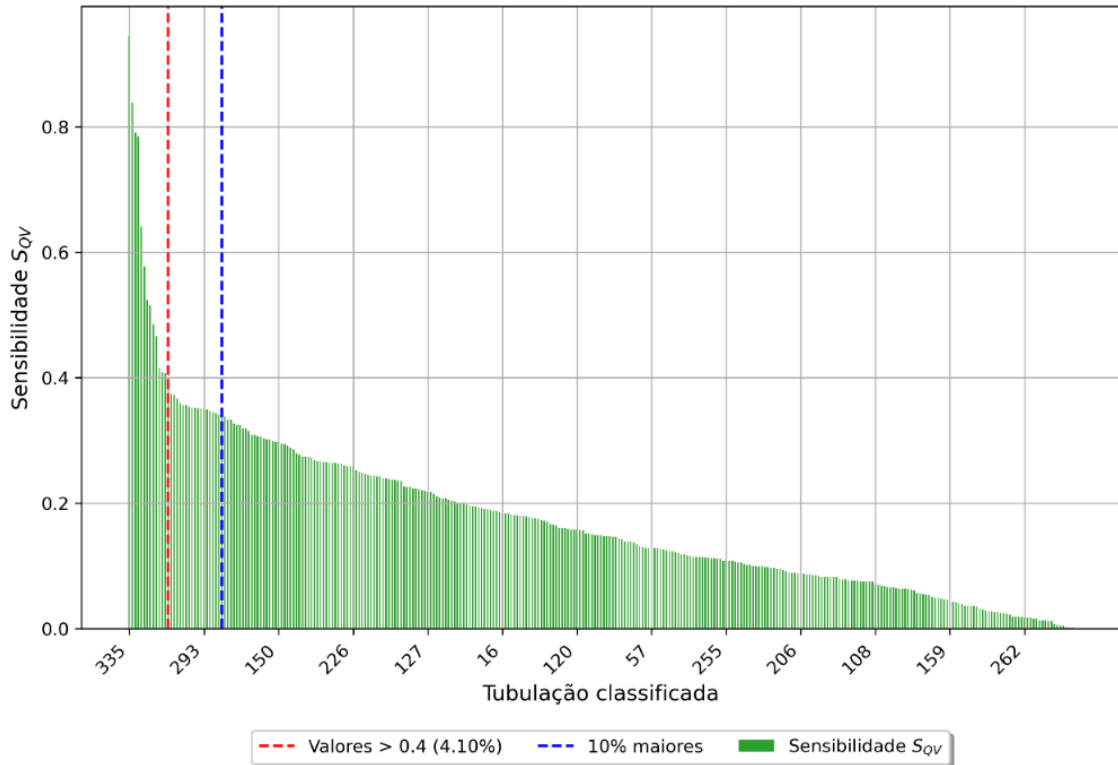
Inicialmente, para alocação de manobra e sensor, foram analisadas as vazões e velocidades para cada tubulação da rede, apresentadas na Figura 52, enquanto a Figura 53 apresenta a sensibilidade  $S_{QV}$  calculada para cada tubulação. Conforme mostrado na Figura 53, apenas 4,10 % das tubulações possuem sensibilidade  $S_{QV}$  superior a 0,4. Ainda assim, 10 % do total das tubulações foi selecionado, resultando em 31 tubulações consideradas candidatas à manobra. Embora essa seleção ultrapasse o limite estabelecido de 0,4, ela garante que até mesmo tubulações com valores de  $S_{QV}$  inferiores sejam incluídas.

**Figura 52 – Vazão e velocidade para cada tubulação da Rede de Modena.**



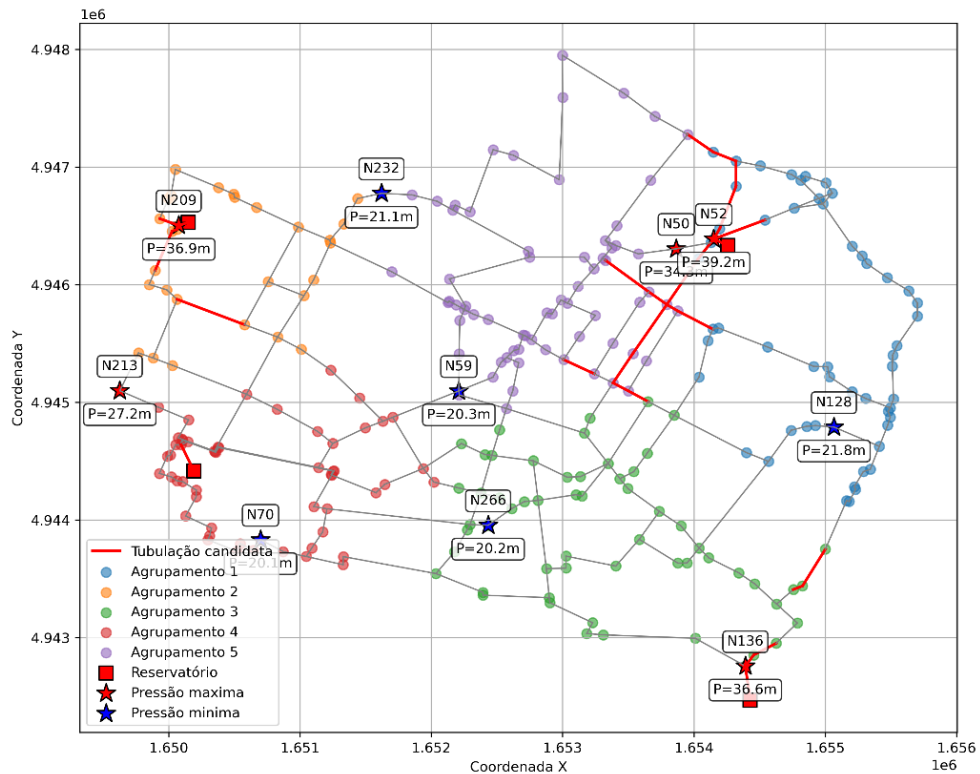
Fonte: elaborado pelo autor (2025).

**Figura 53 – Sensibilidade  $S_{QV}$  para a Rede de Modena.**



As tubulações candidatas à manobra são apresentadas juntamente com seus respectivos agrupamentos, indicando os nós correspondentes às pressões máximas e mínimas dentro de cada grupo. O principal objetivo do agrupamento, além de reduzir o número de combinações, é distribuir espacialmente os locais de vazamento de forma representativa, garantindo que a manobra selecionada seja capaz de detectar vazamentos em qualquer ponto da rede. Como mostrado na Figura 54, foram criados cinco grupos, com um total de 10 nós selecionados para receber os vazamentos: cinco com pressão máxima e cinco com pressão mínima. A seleção dos nós de pressão máxima e mínima em cada grupo teve como objetivo distribuir os vazamentos espacialmente e assegurar que a análise contemplasse tanto situações de vazamentos maiores quanto de menor magnitude. Além disso, é importante destacar que os vazamentos foram simulados individualmente em cada nó.

**Figura 54 – Tubulações candidatas e nós de pressão máxima e mínima para cada agrupamento da Rede de Modena.**



Fonte: elaborado pelo autor (2025).

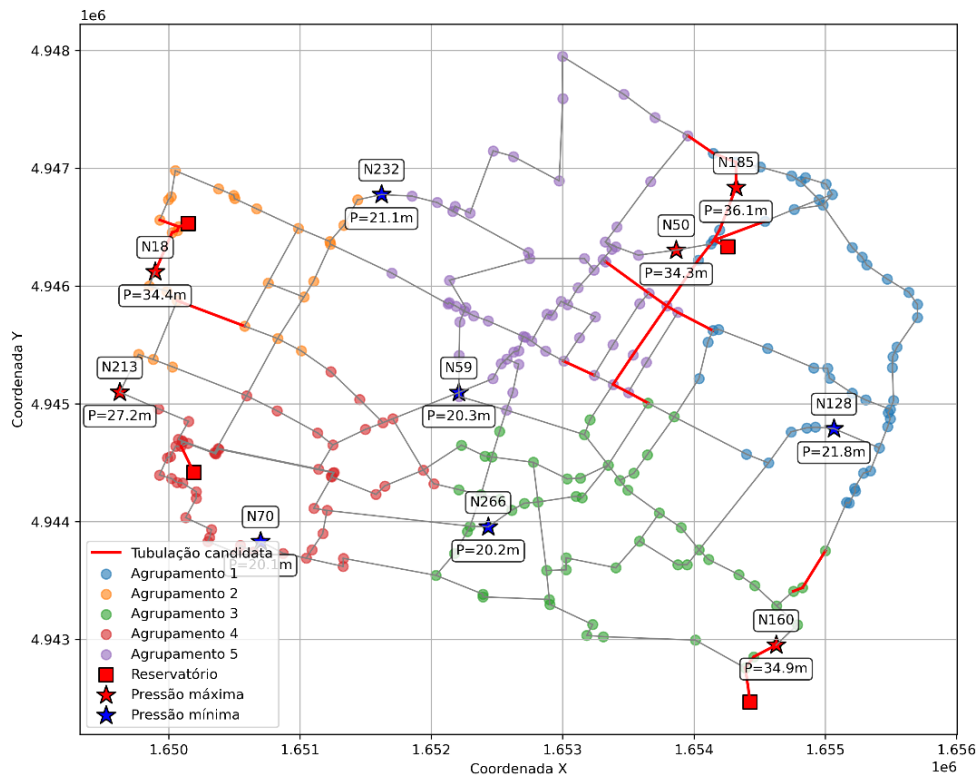
Ao analisar os resultados, verificou-se que a simulação de vazamentos próximos aos reservatórios apresentou um erro numérico. Um total de 12 nós foram afetados, representando apenas 4% dos 267 nós da rede. Esse erro está relacionado à magnitude do vazamento, da ordem de 1 L/s. Os nós próximos aos reservatórios, ao receberem o coeficiente de vazamento, geraram um vazamento muito pequeno, representando menos de 0,5% da vazão dos reservatórios. Nestas condições a simulação hidráulica diverge e atinge um valor infinito uma vez que  $\frac{dQ}{dt}$  tende a zero.

Uma possível solução para esse problema seria reduzir o passo de tempo da simulação, o que aumentaria significativamente o esforço computacional. Alternativamente, a magnitude do vazamento poderia ser alterada para torná-lo mais evidente. No entanto, este estudo foca em vazamentos pequenos, da ordem de 1 L/s, cuja localização é particularmente difícil de identificar em condições de regime permanente. Para manter esse intervalo de trabalho e evitar alterar a discretização da simulação hidráulica, os nós que apresentaram esse problema foram excluídos da seleção de locais potenciais de vazamento durante a definição da manobra ótima. Como esses nós estão localizados nas proximidades dos quatro reservatórios, a

impossibilidade de alocar um vazamento neles não interfere na etapa de detecção de vazamentos, pois nós vizinhos podem receber o vazamento e apresentar resposta semelhante.

A configuração final, com os nós selecionados, é apresentada na Figura 55. Observa-se que o nó N52 foi movido para N185 no agrupamento roxo, N209 foi movido para N18 no agrupamento laranja, e N136 foi movido para N160 no agrupamento verde. Ou seja, apenas três alterações foram feitas, todas em regiões próximas a três dos quatro reservatórios.

**Figura 55 – Tubulações candidatas e nós de pressão máxima e mínima para cada agrupamento da Rede de Modena na condição final.**

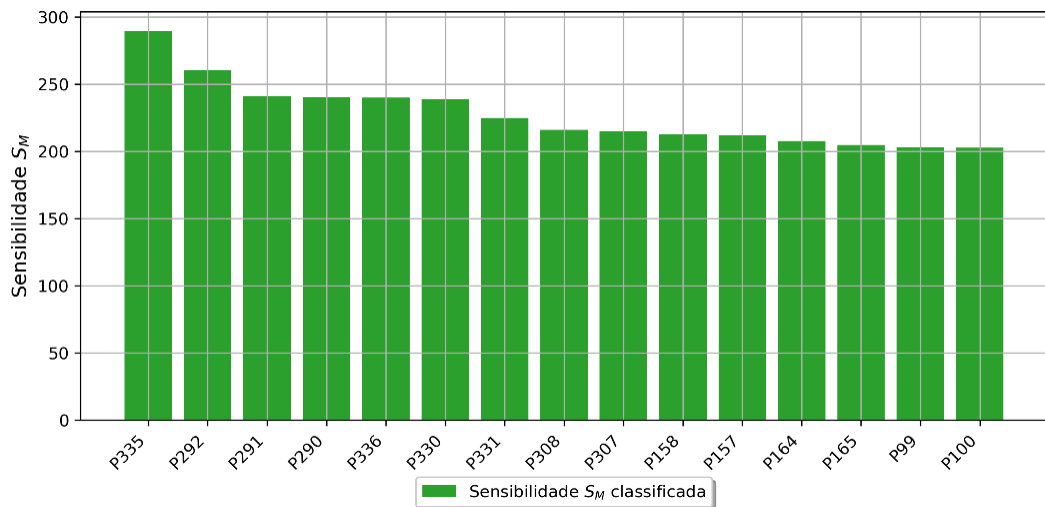


Fonte: elaborado pelo autor (2025).

A Figura 56 apresenta o resultado da análise de sensibilidade para a melhor manobra ( $S_M$ ). Observa-se que a tubulação P335 apresenta a maior sensibilidade  $S_M$  e é identificada como o local ótimo para realização da manobra. Esta tubulação também transporta a maior vazão (Figura 52) e possui a maior sensibilidade  $S_{QV}$  (Figura 53). Além disso, as tubulações com os outros três maiores valores de sensibilidade, P292, P291 e P290 estão conectadas à jusante da P335, na linha de saída do reservatório R269. Em seguida, aparecem as tubulações P336 e P331, que são as saídas dos reservatórios R270 e R271, respectivamente.

Observa-se que as tubulações com maiores velocidades tendem a apresentar maiores sensibilidades, enquanto aquelas com baixas vazões e velocidades têm menor impacto quando manobradas na rede. Esse comportamento é atribuído à condição de contorno estabelecida pela manobra, onde o maior distúrbio ocorre no ponto com o maior termo cinético, conforme definido pela Equação 3.17. Logo, a exclusão de tubulações menos relevantes – com menor vazão e velocidade – pode reduzir o esforço computacional, estendendo essa abordagem para redes maiores.

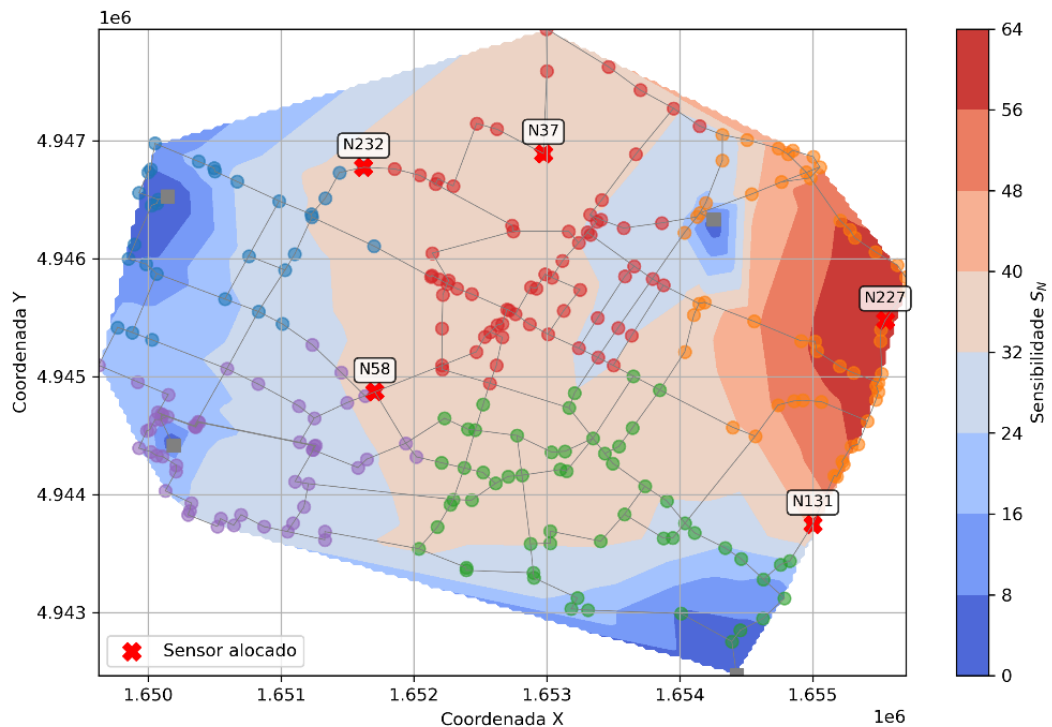
**Figura 56 – Sensibilidade  $S_M$  classificada para a rede Modena.**



Fonte: elaborado pelo autor (2025).

Por fim, com a manobra otimizada selecionada e aplicada na tubulação P335, iniciou-se o processo de alocação dos sensores, como mostrado na Figura 57. O vazamento é aplicado em cada um dos nós (exceto nos 12 com erros numéricos). A sensibilidade ( $S_N$ ) para cada nó é acumulada para a manobra na tubulação P335, representando a diferença entre a condição com e sem vazamento. Os maiores valores de sensibilidade, e consequentemente os locais escolhidos para os sensores, são os nós N58, N232, N37, N227 e N131.

**Figura 57 – Sensibilidade ( $S_N$ ) para a melhor manobra (P335) na rede Modena.**

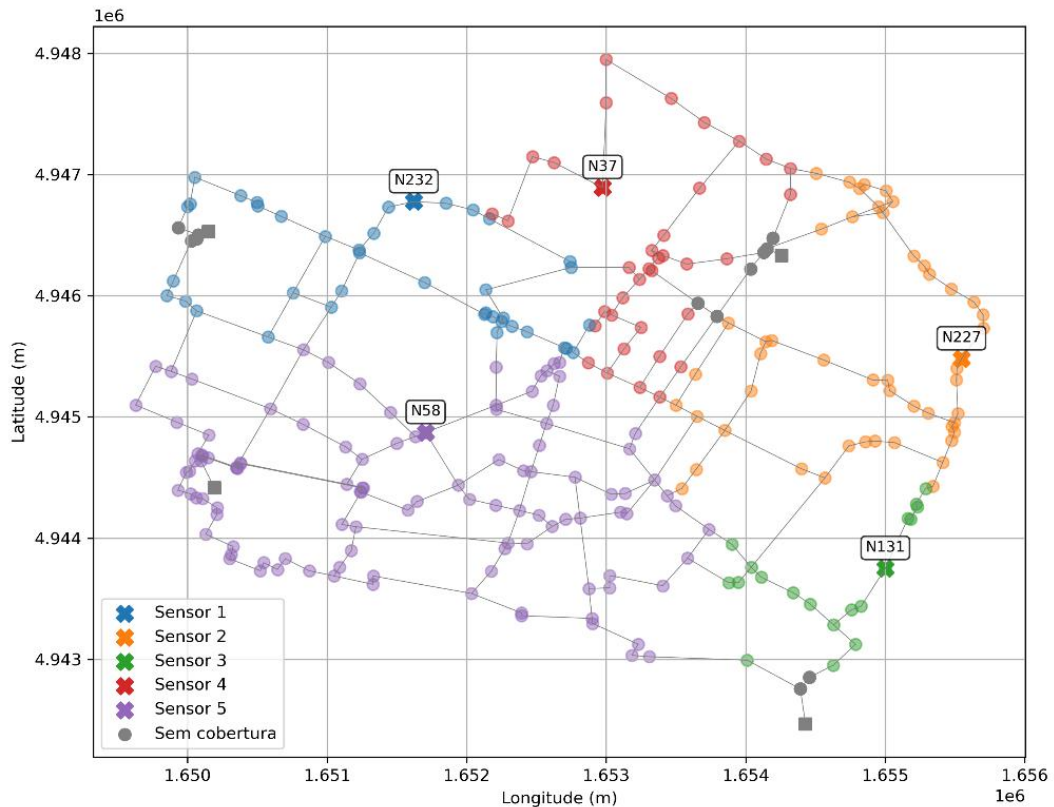


Fonte: elaborado pelo autor (2025).

Destaca-se que todos os sensores são posicionados próximos às bordas dos agrupamentos e distantes dos reservatórios. Isso se deve ao fato de que os nós próximos aos reservatórios apresentaram baixa sensibilidade entre as condições com e sem vazamento. As tubulações que conduzem a esses nós apresentaram maiores vazões e, como a magnitude do vazamento é pequena, a diferença de perda de carga foi mínima, resultando em pequenas alterações de pressão detectadas pelos sensores.

Em seguida, foi definida a área de cobertura de cada um dos cinco sensores alocados. A Figura 58 apresenta, para cada vazamento simulado na rede, qual sensor foi o mais afetado. Dessa forma, a região correspondente a um vazamento é atribuída à área de cobertura do sensor que registrou a maior variação de carga hidráulica – ou de pressão. Em seguida, esse conceito pode ser diretamente aplicado no processo de localização de vazamentos, com objetivo de reduzir o espaço de busca: ao identificar o sensor mais afetado, a busca pelo vazamento pode ser direcionada para dentro da área de cobertura associada a esse sensor.

Figura 58 – Área de cobertura para cada um dos sensores da rede Modena.



Fonte: elaborado pelo autor (2025).

Para validar e comparar os resultados de alocação dos sensores, os dados obtidos foram comparados com três estudos de alocação de sensores disponíveis na literatura: Barros *et al.* (2022), Mankad, Natarajan e Srinivasan (2022) e Quinones-Grueiro, Verde e Llanes-Santiago (2019). Além da sensibilidade  $S_N$ , foi avaliada também a cobertura de cada sensor em casos de vazamento, conforme descrito por Barros *et al.* (2022). Um nó é considerado coberto se a alteração de pressão causada pelo vazamento naquele ponto alterar, em pelo menos um sensor, a leitura em no mínimo 1,0 metro na pressão. Dois cenários de vazamento foram analisados: um com aproximadamente 1 L/s ( $C = 0.33 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m}^{0.5})$ ) e outro com aproximadamente 5 L/s ( $C = 1.18 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m}^{0.5})$ ). Os resultados são apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 – Comparação entre sensibilidade e cobertura entre diferentes estudos.

Trabalho	Presente	Quinones-Grueiro; Verde; Llanes-Santiago (2019)	Mankad; Natarajan; Srinivasan (2022)	Barros <i>et al.</i> (2022)	
<b>Localização dos sensores</b>	N37, N58, N131, N227, N232	N8, N107, N183, N240, N252	N39, N56, N114, N117, N169	N41, N131, N139, N213, N249	
<b>Vazamento: 1L/s</b>	<b>Cobertura</b>	23 (8,6%)	1 (0,4%)	10 (3,7%)	3 (1,1%)
	<b>Sensibilidade</b>				
	<b>Sensor 1</b>	39.8	29.2	37.6	32.6
	<b>Sensor 2</b>	34.6	29.4	32.4	40.9
	<b>Sensor 3</b>	40.9	35.1	35.1	34.7
	<b>Sensor 4</b>	61.6	20.6	47.3	21.1
	<b>Sensor 5</b>	36.9	1.1	38.8	36.8
	<b>Total</b>	236.8	116.3	201.1	169.1
<b>Vazamento: 5L/s</b>	<b>Cobertura</b>	81 (30,2%)	39 (15,6%)	73 (27,2%)	74 (27,6%)
	<b>Sensibilidade</b>				
	<b>Sensor 1</b>	140.7	101.5	129.1	111.2
	<b>Sensor 2</b>	120.1	99.7	112.9	142.9
	<b>Sensor 3</b>	142.9	117.8	121.5	118.6
	<b>Sensor 4</b>	210.1	70.7	157.9	73.9
	<b>Sensor 5</b>	127.2	3.8	134.2	128.1
	<b>Total</b>	822.0	432.5	728.6	648.8

Fonte: elaborado pelo autor (2025).

Os resultados apresentados na Tabela 5 indicam que, em termos de sensibilidade, a alocação de sensores proposta neste estudo é, de forma geral, superior às demais. No entanto, observa-se que o sensor 2 deste estudo apresentou sensibilidade inferior ao sensor proposto por Barros *et al.* (2022) no cenário de vazamento de 1 L/s. Essa diferença pode ser explicada pelo fato de que o sensor 3 deste estudo corresponde ao sensor 2 em Barros *et al.* (2022). Ou seja, no agrupamento proposto neste trabalho, o nó N131 foi associado à área de cobertura do sensor 3, enquanto no outro estudo ele estava associado à área do sensor 2. Para o cenário de vazamento de 5 L/s, o sensor 5 apresentou sensibilidade ligeiramente inferior quando comparado ao de Barros *et al.* (2022). No geral, este estudo apresentou uma sensibilidade total de 236,8 para a condição de 1 L/s, comparada a 201,1 em Mankad, Natarajan e Srinivasan (2022), e de 822,0 para a condição de 5 L/s, comparada a 728,6 no mesmo estudo.

Além disso, os resultados de sensibilidade se refletem diretamente na cobertura. Este estudo cobre 23 nós para um vazamento de 1 L/s, enquanto Mankad, Natarajan e Srinivasan (2022) cobre 10 nós, enquanto os demais estudos cobrem ainda menos: 1 nó em Quinones-Grueiro, Verde e Llanes-Santiago (2019) e 3 nós em Barros *et al.* (2022). Para o cenário de 5 L/s, este estudo também se destaca, cobrindo 81 nós,

enquanto Mankad, Natarajan e Srinivasan (2022) e Barros *et al.* (2022) apresentam coberturas semelhantes, com 73 e 74 nós, respectivamente. Em contrapartida, Quinones-Grueiro, Verde e Llanes-Santiago (2019) cobre apenas 39 nós. Esses resultados mostram que o método proposto é particularmente eficaz na detecção de pequenos vazamentos, evidenciado pela maior cobertura no cenário de 1 L/s. Contudo, à medida que a magnitude do vazamento aumenta, a diferença de cobertura entre os estudos diminui, indicando que a vantagem do método é mais significativa para vazamentos menores.

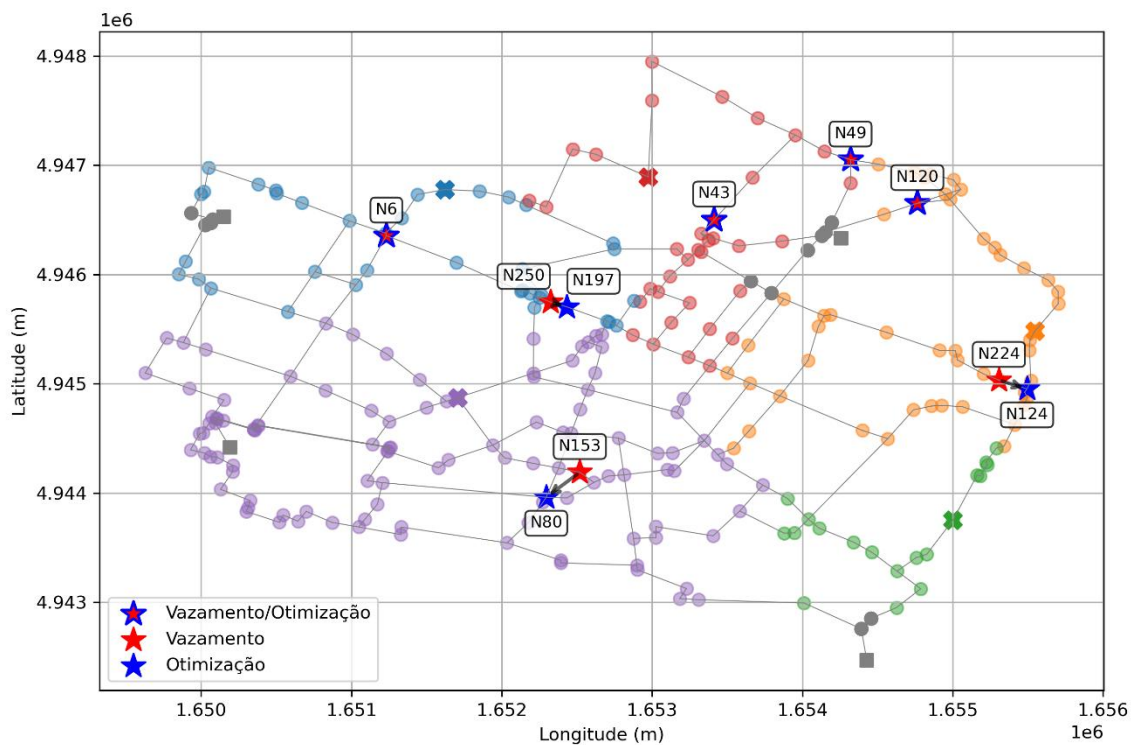
Comparando os resultados com Barros *et al.* (2022), observa-se que a diferença de cobertura pode ser atribuída à abordagem de modelagem hidráulica adotada. O estudo de Barros *et al.* (2022) utilizou um modelo em regime permanente, com simulações de várias horas e padrões de consumo variáveis ao longo do tempo. Por outro lado, o presente estudo utiliza um modelo transitório, com simulações de curta duração (poucos segundos) e um padrão de consumo constante durante todo o período analisado. Essa diferença de abordagem explica as variações observadas na taxa de cobertura entre os estudos.

Por fim, é importante destacar que o critério de cobertura adotado por Barros *et al.* (2022) e replicado neste estudo — no qual um nó é considerado coberto quando é detectada uma diferença de pressão mínima de 1 metro entre as condições com e sem vazamento — é amplamente utilizado em análises hidráulicas em regime permanente. No entanto, para condições transitórias, que são o foco deste trabalho, é possível adotar limites menores de diferença de pressão, o que ampliaria a quantidade de nós cobertos e a capacidade de detectar vazamentos ainda menores, inclusive abaixo de 1 L/s. Isso reforça a relevância desta pesquisa, ao demonstrar a viabilidade de monitoramento e detecção de vazamentos de pequena magnitude. Estudos futuros irão explorar os limites de diferença de pressão para detecção de vazamentos em condições transitórias.

### 5.4.2 Localização de vazamento

Para a localização dos vazamentos, foram testadas sete posições: N6, N43, N49, N120, N153, N224 e N250. A escolha dessas posições baseou-se em estudos anteriores de Barros *et al.*, (2022), Mankad, Natarajan e Srinivasan (2022) e Quinones-Grueiro, Verde e Llanes-Santiago (2019). Os resultados da localização dos vazamentos para condição de demanda base estão apresentados na Figura 59 e na Tabela 6. Observa-se que, dos sete vazamentos, quatro convergiram para posição correta, com coeficiente de vazamento ( $C$ ) próximos do real de  $0,330 \text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{m}^{0,5})$ . Os três restantes foram alocados em nós vizinhos. Apesar disso, os resultados hidráulicos obtidos para os três casos apresentaram variações pouco significativas. Para a pressão, a variação máxima foi de apenas  $0,096 \text{ m}$ , observada no cenário em que o vazamento real localizado no nó N224 foi alocado pela otimização no nó N124. Quanto a vazão, a maior diferença ocorreu para o vazamento no nó N49, que foi corretamente alocado na otimização na mesma posição pela otimização, embora com um coeficiente de vazamento ( $C$ ) estimado em  $0,320 \text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{m}^{0,5})$ , valor ligeiramente inferior ao real de  $0,330 \text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{m}^{0,5})$ . Essa diferença resultou na maior variação entre o vazamento real e o obtido através da otimização, correspondente à apenas  $0,059 \text{ L/s}$ .

**Figura 59 – Localização de vazamentos para a rede Modena com demanda base.**



Fonte: elaborado pelo autor (2025).

Tabela 6 – Resultados hidráulicos da localização de vazamentos para demanda base.

Pos	Tipo	Nó	$C$ ( $m^3/(s.m^{0,5})$ )	$P_{med}$ (m)	$dif_{max}$ (m)	$Q^*$ (L/s)	dif (L/s)
1	Vazamento	N6	0.330	25.029		1.531	
1	Otimização	N6	0.331	25.028	0.002	1.536	-0,005
2	Vazamento	N43	0.330	25.056		1.730	
2	Otimização	N43	0.332	25.055	0.005	1.741	-0,011
3	Vazamento	N49	0.330	25.084		1.952	
3	Otimização	N49	0.320	25.086	0.012	1.893	0,059
4	Vazamento	N120	0.330	25.000		1.746	
4	Otimização	N120	0.330	25.000	0.000	1.746	0,000
5	Vazamento	N153	0.330	25.023		1.501	
5	Otimização	N80	0.336	25.023	0.042	1.501	0,000
6	Vazamento	N224	0.330	24.945		1.546	
6	Otimização	N124	0.329	24.946	0.096	1.530	0,016
7	Vazamento	N250	0.330	25.030		1.519	
7	Otimização	N197	0.318	25.033	0.043	1.498	0,021

Fonte: elaborado pelo autor (2025).

Tomando como referência o vazamento de maior magnitude, localizado no nó N49, observa-se, conforme apresentado na Tabela 7, que o valor real do vazamento foi de 1,952 L/s, decorrente de uma carga de pressão de 35,38m em regime permanente. Quando comparada às vazões de saída dos centros de reservação, essa magnitude representa no mínimo 0,88% em relação à vazão de 222,25 L/s na saída do reservatório R269 e, no máximo, 3,46% em relação à vazão de 56,34 L/s na saída do reservatório R270. Considerando a demanda total do sistema, de 406,93 L/s, o vazamento em N49 passa a corresponder a apenas 0,48% da demanda total. Essas comparações da magnitude do vazamento frente as vazões do sistema evidenciam a efetividade da metodologia proposta em localizar vazamentos de pequenas magnitudes (em média, na ordem de 1,0 L/s) em redes de distribuição de água uma vez que, mesmo quando a localização exata do nó não é alcançada, os resultados convergiram para posições vizinhas.

Tabela 7 – Atendimento da demanda versus vazamento máximo.

Reservatório	Vazão* (L/s)	Vazamento máximo – N49		Pressão* (m)
		Magnitude <sup>1</sup> (L/s)	Magnitude (%)	
R269 <sup>2</sup>	222,25		0,88	
R270	56,34		3,46	
R271	65,84	1,952	2,96	35,38
R272	62,50		3,12	
<b>Demanda Total</b>	<b>406,93</b>	-	<b>0,48</b>	-

<sup>1</sup>Vazão e pressão em regime permanente

<sup>2</sup>Reservatório mais próximo do vazamento de maior magnitude

Fonte: elaborado pelo autor (2025).

Conforme observado nos estudos de caso anteriores (itens 5.2 e 5.3), a utilização da vazão mínima noturna contribuiu para aprimorar o processo de localização dos vazamentos, uma vez que a redução da demanda torna a magnitude do vazamento mais representativa, aumentando seu impacto nas leituras de pressão e vazão quando comparado com a condição sem vazamento. Da mesma forma que para os outros estudos de caso, considerou-se que a vazão mínima noturna corresponde a 30% da demanda base da rede Modena.

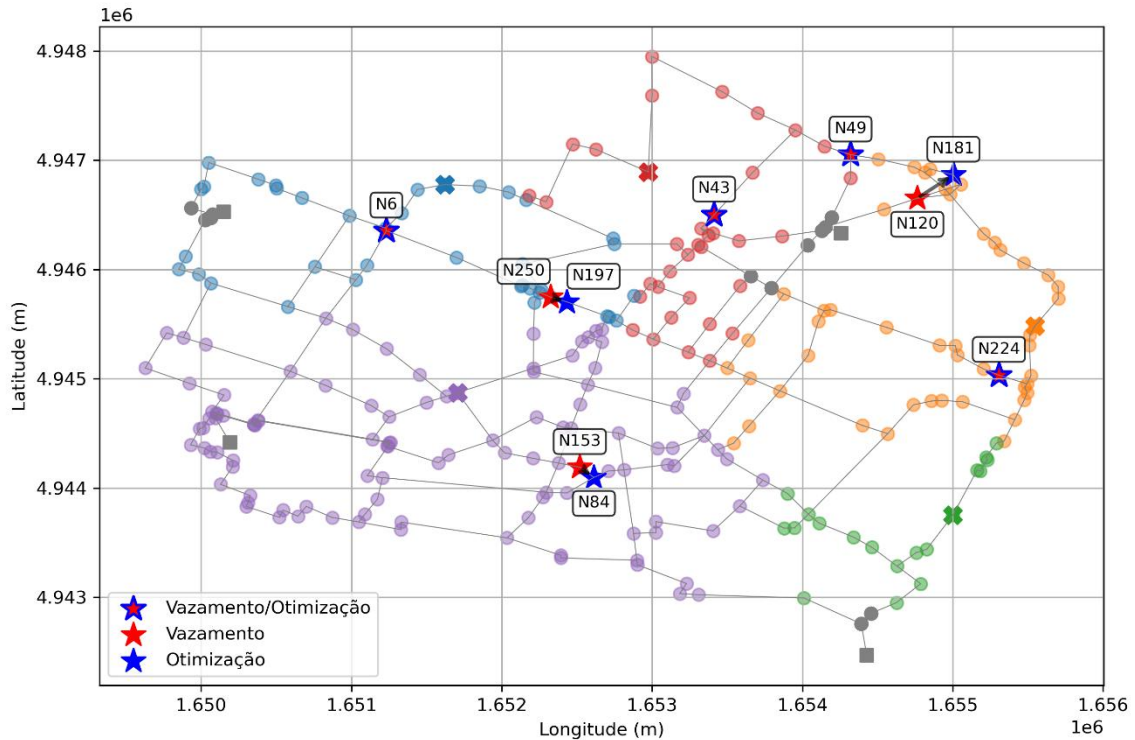
A partir desse ajuste, procedeu-se com a otimização, cujos resultados estão apresentados na Figura 60 e Tabela 8. Verifica-se que, sob essa condição, quatro vazamentos foram localizados exatamente em seus nós de origem (N6, N43, N49 e N224), enquanto os demais convergiram para posições vizinhas. Em comparação com os resultados obtidos para a demanda base (Figura 59), três nós coincidiram nas posições exatas, sendo: N6, N43 e N49. A diferença ocorreu para o quarto vazamento: i) na demanda base, a localização exata foi obtida no nó N120, enquanto na condição de vazão mínima noturna o vazamento convergiu para o nó vizinho N181; e, ii) na vazão mínima noturna, o vazamento foi localizado exatamente no nó N224, enquanto na demanda base a convergência ocorreu para o nó vizinho N124. Essas diferenças podem ser atribuídas à natureza estocástica do algoritmo de otimização PSO. Assim, com o aumento do número de partículas ou a repetição do processo de otimização, ambos os casos poderiam convergir para a posição exata do vazamento.

Por fim, em relação aos dois vazamentos restantes, observa-se que o vazamento em N250 convergiu para o nó N197 em ambas as condições, enquanto o vazamento em N153 apresentou divergência: na condição de demanda base, convergiu para o nó N80, e na condição de vazão mínima noturna, para o nó N84.

Para os parâmetros hidráulicos, conforme apresentado na Tabela 8 e em comparação com o cenário de demanda base (Tabela 6), observa-se uma redução tanto na diferença máxima de pressão quanto na diferença entre os vazamentos observados e simulados. No caso da carga de pressão, a diferença para o vazamento localizado no nó N224 e alocado pela otimização na posição N124 foi de 0,091 m, enquanto no cenário anterior atingiu 0,096 m, considerando o vazamento na posição N120 alocado no nó vizinho N181. Para as demais posições de vazamento, as reduções na diferença

máxima da carga de pressão foram maiores, refletindo diretamente na magnitude dos vazamentos. A diferença máxima observada atingiu 0,019 L/s para o vazamento em N224, cujo coeficiente de vazamento ( $C$ ) estimado foi  $0,327 \text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{m}^{0,5})$ , ligeiramente inferior ao valor real de  $0,330 \text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{m}^{0,5})$ .

**Figura 60 – Localização de vazamentos para a rede Modena na condição de vazão mínima noturna.**



Fonte: elaborado pelo autor (2025).

**Tabela 8 – Resultados hidráulicos da localização de vazamentos para vazão mínima noturna.**

Pos	Tipo	Nó	$C$ ( $\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m}^{0,5})$ )	$P_{\text{med}}$ (m)	$\text{dif}_{\text{max}}$ (m)	$Q^*$ (L/s)	dif (L/s)
1	Vazamento	6	0,330	35,964		1,951	
1	Otimização	6	0,330	35,964	0,000	1,951	0,000
2	Vazamento	43	0,330	35,980		2,012	
2	Otimização	43	0,330	35,980	0,000	2,012	0,000
3	Vazamento	49	0,330	35,993		2,079	
3	Otimização	49	0,331	35,993	0,000	2,086	0,007
4	Vazamento	120	0,330	35,950		2,071	
4	Otimização	181	0,330	35,949	0,091	2,086	0,015
5	Vazamento	153	0,330	35,964		1,946	
5	Otimização	84	0,332	35,965	0,033	1,947	0,001
6	Vazamento	224	0,330	35,925		2,042	
6	Otimização	224	0,327	35,926	0,007	2,023	-0,019
7	Vazamento	250	0,330	35,967		1,948	
7	Otimização	197	0,324	35,968	0,014	1,935	-0,013

Fonte: elaborado pelo autor (2025).

Tomando como referência o vazamento de maior magnitude, localizado também na posição N49 sob a condição de vazão mínima noturna, observa-se, comparando sua magnitude à demanda do sistema (Tabela 8) e ao cenário de demanda base (Tabela 7), que a magnitude do vazamento aumentou significativamente nesta condição. Quando comparada às vazões de saída dos centros de reservação, a magnitude mínima passou de 0,88% na condição de demanda base para 3,55% em relação à nova vazão de 58,50 L/s na saída do reservatório R269. Para a magnitude máxima, além de aumentar de 3,46% na demanda base para 10,42%, houve também mudança no centro de reservação com a vazão mínima observada, que passou do reservatório R270 para o R271 com a vazão de 19,96 L/s.

Considerando a demanda total do sistema, agora de 122,19 L/s, o vazamento na posição N49 passou a corresponder a 1,70% da demanda total, representando um aumento em relação aos 0,48% observados no cenário de demanda base. Além disso, os sete vazamentos testados apresentaram, em média, um aumento de magnitude de 1,64 L/s para 2,00 L/s, decorrente da elevação da carga de pressão média de aproximadamente 25 m para 35 m, ou localmente na posição N49 de 35,38 m para 39,85 m sob a condição de vazão mínima noturna. Dessa forma, o aumento da magnitude dos vazamentos, tanto em termos absolutos quanto percentuais, devido ao aumento da pressão e à redução da demanda, contribui para uma melhor localização dos vazamentos, uma vez que magnitudes mais representativas geram maiores diferenças nos sinais de vazão e pressão em comparação à condição sem vazamento.

**Tabela 9 – Atendimento da demanda por reservatório *versus* vazamento máximo para vazão mínima noturna.**

Reservatório	Vazão* (L/s)	Vazamento máximo – N49		
		Magnitude <sup>1</sup> (L/s)	Magnitude (%)	Pressão* (m)
R269 <sup>2</sup>	58,50		3,55	
R270	20,07	2,079	10,36	39,85
R271	19,96		10,42	
R272	23,66		8,79	
<b>Demanda Total</b>	<b>122,19</b>	-	<b>1,70</b>	-

<sup>1</sup>Vazão e pressão em regime permanente

<sup>2</sup>Reservatório mais próximo do vazamento de maior magnitude

Fonte: elaborado pelo autor (2025).

### 5.4.3 Análise de Incertezas

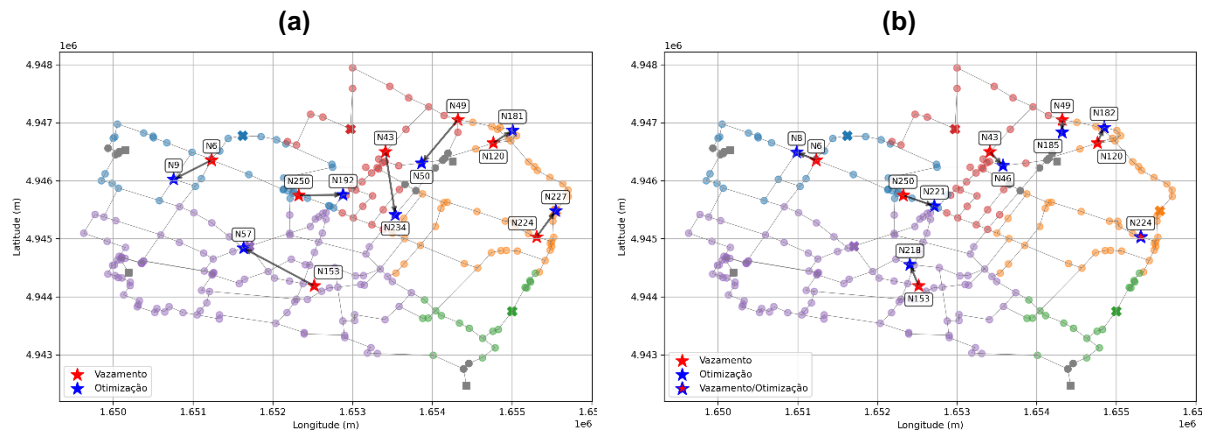
Inicialmente, considerou-se que a rede estava calibrada e que a condição de campo (banco de dados) era representada exatamente pelo modelo, prosseguindo-se, assim, para o processo de localização dos vazamentos. Os resultados, conforme discutido anteriormente, indicaram a posição exata ou nós vizinhos, apresentando erros mínimos na função objetivo, a qual representa a diferença entre os sinais de pressão e vazão do banco de dados e os valores simulados pelo modelo hidráulico. Entretanto, em condições reais de campo, o cenário é mais desafiador, uma vez que podem ocorrer divergências nos dados de demanda, rugosidade, entre outros parâmetros, que afetam diretamente o banco de dados e, por consequência, o processo de localização dos vazamentos.

Com o intuito de avaliar em que medida a calibração do modelo influencia o desempenho da metodologia proposta, foram avaliadas três condições distintas: i) alteração da demanda base; ii) alteração da rugosidade; e iii) alteração simultânea da demanda e da rugosidade. As modificações foram realizadas de forma que a demanda total e o somatório das rugosidades permanecessem inalterados. Para isso, os valores de demanda e de rugosidade foram multiplicados por fatores aleatórios, variando entre -5% e +5% em uma condição, e entre -10% e +10% em outra. Dessa forma, foram avaliados seis novos cenários para a localização das sete posições de vazamento inicialmente propostas: i) alteração da demanda em  $\pm 5\%$  e  $\pm 10\%$ ; ii) alteração da rugosidade em  $\pm 5\%$  e  $\pm 10\%$ ; e iii) alteração simultânea da demanda e da rugosidade em  $\pm 5\%$  e  $\pm 10\%$ .

A Figura 61 e Tabela 10 apresentam os resultados referentes à alteração da demanda em 5%, enquanto a Figura 62 e Tabela 11 para alteração da demanda em 10%. De forma geral, observa-se que, em ambas as condições (5% e 10%), a localização dos vazamentos foi mais próxima das posições reais quando considerada a vazão mínima noturna, conforme ilustrado na Figura 61 e Figura 62. No caso da alteração de 5%, de acordo com a Tabela 10, apenas o vazamento na posição N6 apresentou maior diferença na magnitude. Para todas as demais posições, a diferença entre a localização real e a obtida pela otimização foi menor na condição de vazão mínima noturna.

Ainda nesse cenário, a otimização indicou o nó N8, que está mais próximo do vazamento real em N6 do que a posição N9 obtida para a condição de demanda base. Apesar dessa proximidade, a diferença final no vazamento foi maior, pois o coeficiente de vazamento ( $C$ ) estimado foi de  $0,384 \text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{m}^{0,5})$ , valor significativamente superior ao real ( $0,330 \text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{m}^{0,5})$ ). Já na condição de demanda base, embora a posição identificada fosse mais distante, o coeficiente de  $0,314 \text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{m}^{0,5})$  foi mais próximo do real. A semelhança de pressões na região resultou em uma magnitude de vazamento próxima da real. As variações observadas para a condição de vazão mínima noturna podem ser atribuídas à natureza aleatória do algoritmo PSO. Nesse caso, a condição inicial partiu de um ponto mais distante da solução real e, devido ao número limitado de partículas e iterações, o processo convergiu para uma resposta pior. Em termos de pressão, observou-se diferença máxima de  $1,017 \text{ m}$  na condição de demanda base, para o vazamento em N49. Já na condição de vazão mínima noturna, a diferença máxima foi de apenas  $0,225 \text{ m}$  para o vazamento em N6, mesmo com o coeficiente de vazamento estimado sendo superior ao real.

**Figura 61 – Localização de vazamentos para a rede Modena com alteração de 5% na demanda:**  
a) demanda base; b) vazão mínima noturna.



Fonte: elaborado pelo autor (2025).

**Tabela 10 – Resultados hidráulicos da localização de vazamentos com alteração de 5% na demanda: a) demanda base; b) vazão mínima noturna.**

Pos	Tipo	demanda base						vazão mínima noturna					
		Nó	C	P <sub>med</sub> (m)	dif <sub>max</sub> (m)	Q* (L/s)	dif (L/s)	Nó	C	P <sub>med</sub> (m)	dif <sub>max</sub> (m)	Q* (L/s)	dif (L/s)
1	Vaz.	6	0,330	25,029		1,531		6	0,330	35,964		1,951	
1	Otim.	9	0,314	25,042	0,418	1,519	0,012	8	0,384	35,961	0,225	2,272	-0,321
2	Vaz.	43	0,330	25,056		1,730		43	0,330	35,980		2,012	
2	Otim.	234	0,291	25,076	0,660	1,580	0,150	46	0,321	35,986	0,222	1,949	0,063
3	Vaz.	49	0,330	25,084		1,952		49	0,330	35,993		2,079	
3	Otim.	50	0,307	25,092	1,017	1,770	0,182	185	0,321	35,999	0,044	2,010	0,069
4	Vaz.	120	0,330	25,000		1,746		120	0,330	35,950		2,071	
4	Otim.	181	0,293	25,011	0,287	1,565	0,181	182	0,320	35,953	0,086	2,020	0,051
5	Vaz.	153	0,330	25,023		1,501		153	0,330	35,964		1,946	
5	Otim.	57	0,246	25,055	0,302	1,122	0,379	218	0,301	35,970	0,093	1,800	0,146
6	Vaz.	224	0,330	24,945		1,546		224	0,330	35,925		2,042	
6	Otim.	227	0,254	24,982	0,546	1,211	0,335	224	0,324	35,927	0,029	2,005	0,037
7	Vaz.	250	0,330	25,030		1,519		250	0,330	35,967		1,948	
7	Otim.	192	0,217	25,067	0,249	1,086	0,433	221	0,299	35,974	0,079	1,810	0,138

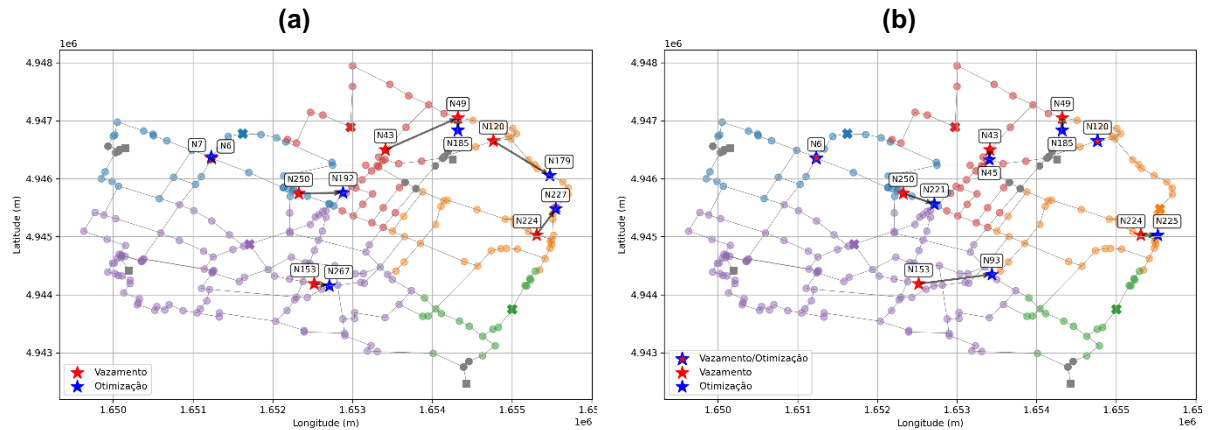
Fonte: elaborado pelo autor (2025).

Para a condição de alteração de 10% na demanda, observa-se, conforme Figura 62, que apenas o vazamento no nó N153 apresentou localização mais distante na condição de vazão mínima noturna em comparação à demanda base. Esse resultado pode ser novamente atribuído à natureza aleatória do PSO, conforme já discutido. Do ponto de vista hidráulico, de acordo com a Tabela 11, apenas o vazamento na posição N224, sob a condição de vazão mínima noturna, apresentou diferença ligeiramente maior na magnitude em relação à demanda base. Em termos de pressão, a diferença máxima foi menor na condição de vazão mínima noturna. Para a demanda base, a maior discrepância registrada foi de 1,229 m no vazamento em N120, enquanto, na vazão mínima noturna, o valor máximo se reduziu para apenas 0,178 m, no vazamento em N24.

De forma resumida, tanto para a condição de alteração na demanda de 5% e 10%, foi localizado apenas uma única posição exata na condição de vazão mínima noturna, enquanto as demais posições de vazamento foram, em geral, localizadas mais próximas dos locais exatos (nós vizinhos) do que na condição de demanda base. Isso reforça as conclusões dos estudos de casos anteriores (itens 5.2 e 5.3), de que a utilização da vazão mínima noturna é uma condição para melhorar os resultados da otimização. Além disso, mesmo no cenário mais desfavorável – alteração de 10% na demanda – os resultados da otimização permaneceram dentro da área de cobertura de cada setor, confirmando a efetividade na detecção dos vazamentos. Na condição de vazão mínima noturna, as soluções convergiram para posições próximas ou

vizinhas aos vazamentos, demonstrando capacidade de localização de vazamentos mesmo diante das incertezas na calibração da demanda.

**Figura 62 – Localização de vazamentos para a rede Modena com alteração de 10% na demanda: a) demanda base; b) vazão mínima noturna.**



Fonte: elaborado pelo autor (2025).

**Tabela 11 – Resultados hidráulicos da localização de vazamentos com alteração de 10% na demanda: a) demanda base; b) vazão mínima noturna.**

Pos	Tipo	demanda base						vazão mínima noturna					
		Nó	C	P <sub>med</sub> (m)	dif <sub>max</sub> (m)	Q* (L/s)	dif (L/s)	Nó	C	P <sub>med</sub> (m)	dif <sub>max</sub> (m)	Q* (L/s)	dif (L/s)
1	Vaz.	6	0,330	25,029		1,531		6	0,330	35,964		1,951	
1	Otim.	7	0,117	25,117	0,538	0,549	0,982	6	0,302	35,972	0,056	1,786	0,165
2	Vaz.	43	0,330	25,056		1,730		43	0,330	35,980		2,012	
2	Otim.	49	0,167	25,131	0,599	0,990	0,740	45	0,310	35,987	0,191	1,891	0,121
3	Vaz.	49	0,330	25,084		1,952		49	0,330	35,993		2,079	
3	Otim.	185	0,234	25,130	0,591	1,402	0,550	185	0,311	36,002	0,060	1,947	0,132
4	Vaz.	120	0,330	25,000		1,746		120	0,330	35,950		2,071	
4	Otim.	179	0,271	25,002	1,229	1,338	0,408	120	0,310	35,959	0,081	1,947	0,124
5	Vaz.	153	0,330	25,023		1,501		153	0,330	35,964		1,946	
5	Otim.	267	0,143	25,107	0,544	0,652	0,849	93	0,272	35,979	0,115	1,609	0,337
6	Vaz.	224	0,330	24,945		1,546		224	0,330	35,925		2,042	
6	Otim.	227	0,301	24,981	0,625	1,438	0,108	225	0,309	35,934	0,178	1,907	0,135
7	Vaz.	250	0,330	25,030		1,519		250	0,330	35,967		1,948	
7	Otim.	192	0,118	25,119	0,542	0,592	0,927	221	0,287	35,979	0,092	1,738	0,210

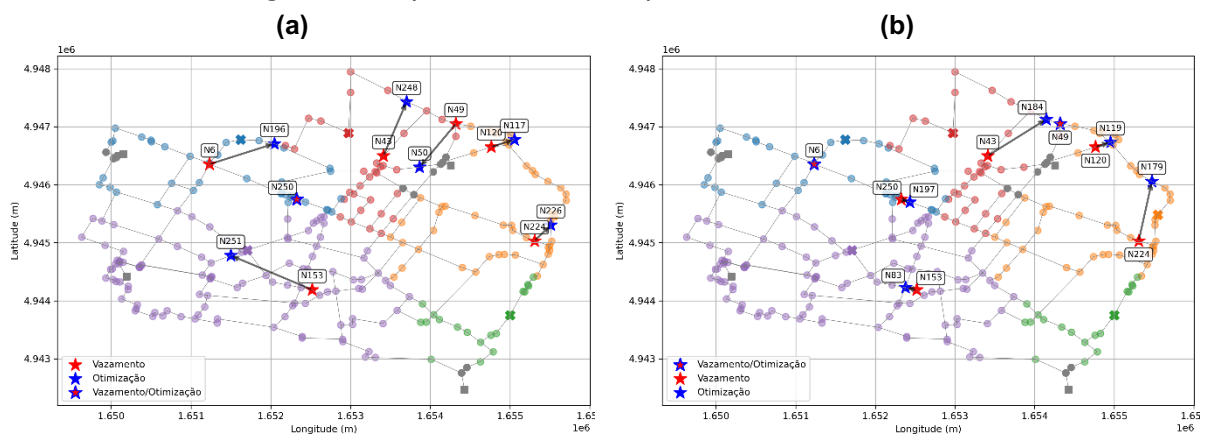
Fonte: elaborado pelo autor (2025).

A Figura 63 e Tabela 12 apresentam os resultados referentes à alteração da rugosidade em 5%, enquanto a Figura 64 e Tabela 13 para alteração da rugosidade em 10%. Assim como no cenário de alteração da demanda, observa-se que, em ambas as condições (5% e 10%), a localização dos vazamentos ficou mais próxima das posições reais considerando a vazão mínima noturna, conforme ilustrado na Figura 63 e Figura 64.

Para alteração de 5%, os vazamentos das posições N43 e N224 convergiram para os nós N184 e N179, posições mais distantes do local, conforme observado na Figura 63. Novamente, esse resultado pode ser atribuído à natureza aleatória do PSO, pois, na condição de alteração de 10% na rugosidade, os mesmos vazamentos convergiram para posições vizinhas: N42 e N223, respectivamente. Em relação aos dados hidráulicos, conforme a Tabela 12, para todas as posições de vazamentos a diferença máxima na pressão e na magnitude do vazamento foram menores para condição de vazão mínima noturna. Em termos de carga de pressão, a maior diferença observada foi de 0,266 m para o vazamento na posição N224 na condição de vazão mínima noturna, enquanto, para a demanda base, o valor máximo foi de 0,726 m no vazamento da posição N49. Essas diferenças de pressão resultaram também nas maiores diferenças na magnitude dos vazamentos: 0,275 L/s em N224 e 1,023 L/s em N49.

Comparando os cenários de alteração de 5% na demanda (Tabela 10) e rugosidade (Tabela 12), observa-se que a rugosidade teve maior impacto no processo de calibração, resultando em maiores diferenças na magnitude dos vazamentos: i) demanda base: diferença máxima de 1,023 L/s (média de 0,785 L/s) para rugosidade, contra 0,433 L/s (média de 0,239 L/s) para demanda; i) vazão mínima noturna: diferença máxima de 0,275 L/s (média de 0,203 L/s) para rugosidade, contra -0,321 L/s (média de 0,118 L/s) para demanda

**Figura 63 – Localização de vazamentos para a rede Modena com alteração de 5% na rugosidade: a) demanda base; b) vazão mínima noturna.**



Fonte: elaborado pelo autor (2025).

**Tabela 12 – Resultados hidráulicos da localização de vazamentos com alteração de 5% na rugosidade: a) demanda base; b) vazão mínima noturna.**

Pos	Tipo	demanda base						vazão mínima noturna					
		Nó	C	P <sub>med</sub> (m)	dif <sub>max</sub> (m)	Q* (L/s)	dif (L/s)	Nó	C	P <sub>med</sub> (m)	dif <sub>max</sub> (m)	Q* (L/s)	dif (L/s)
1	Vaz.	6	0,330	25,029		1,531		6	0,330	35,964		1,951	
1	Otim.	196	0,125	25,006	0,420	0,580	0,951	6	0,287	35,961	0,064	1,697	0,254
2	Vaz.	43	0,330	25,056		1,730		43	0,330	35,980		2,012	
2	Otim.	248	0,135	25,014	0,726	0,707	1,023	184	0,284	35,981	0,308	1,779	0,233
3	Vaz.	49	0,330	25,084		1,952		49	0,330	35,993		2,079	
3	Otim.	50	0,225	25,020	0,511	1,307	0,645	49	0,310	35,985	0,064	1,953	0,126
4	Vaz.	120	0,330	25,000		1,746		120	0,330	35,950		2,071	
4	Otim.	117	0,213	24,960	0,586	1,137	0,609	119	0,306	35,944	0,072	1,929	0,142
5	Vaz.	153	0,330	25,023		1,501		153	0,330	35,964		1,946	
5	Otim.	251	0,164	24,997	0,349	0,747	0,754	83	0,295	35,960	0,062	1,744	0,202
6	Vaz.	224	0,330	24,945		1,546		224	0,330	35,925		2,042	
6	Otim.	226	0,213	24,923	0,384	1,006	0,540	179	0,283	35,928	0,266	1,767	0,275
7	Vaz.	250	0,330	25,030		1,519		250	0,330	35,967		1,948	
7	Otim.	250	0,118	25,010	0,364	0,547	0,972	197	0,294	35,962	0,064	1,756	0,192

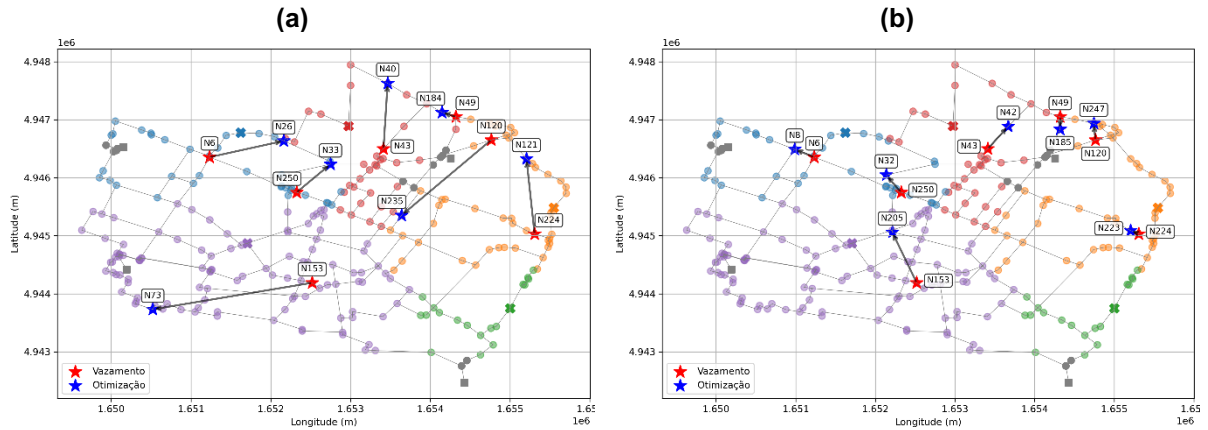
Fonte: elaborado pelo autor (2025).

Para a condição de alteração de 10% na rugosidade, observa-se, conforme Figura 64, que apenas o vazamento na posição N153 apresentou localização mais distante para condição de vazão mínima noturna. Já no cenário de demanda base, apenas o vazamento na posição N49 convergiu para posição vizinha N184. Do ponto de vista hidráulico, conforme apresentado na Tabela 13, em todas as posições de vazamentos as diferenças máximas de pressão e de magnitude do vazamento foram menores na condição de vazão mínima noturna. Em termos de pressão, a maior diferença observada foi de 0,219 m para o vazamento na posição N6, enquanto, para a demanda base, o valor máximo chegou a 0,898 m no vazamento da posição N49. Em termos de magnitude do vazamento, a diferença máxima foi de 0,402 L/s na posição N153 para condição de vazão mínima noturna, enquanto, para a demanda base, o valor máximo chegou a 1,007 L/s no vazamento da posição N153.

De forma geral, tanto para a alteração de 5% quanto de 10% na rugosidade, os resultados de localização convergiram para posições mais próximas dos vazamentos reais na condição de vazão mínima noturna. Em comparação com a alteração da demanda, verificou-se que a rugosidade teve maior impacto no processo de calibração. Ainda assim, mesmo no pior cenário — demanda base com alteração de 10% na rugosidade — a otimização convergiu para posições dentro da área de cobertura dos respectivos sensores. Esses resultados demonstram que a metodologia é aplicável à detecção de vazamentos mesmo em sistemas com grandes erros de calibração (tanto de demanda quanto de rugosidade). Além disso, os resultados

podem ser aprimorados com a análise em condição de vazão mínima noturna e complementados por outras técnicas, como as acústicas discutidas na subseção 3.2.1, para a efetiva localização e reparo dos vazamentos.

**Figura 64 – Localização de vazamentos para a rede Modena com alteração de 10% na rugosidade: a) demanda base; b) vazão mínima noturna.**



Fonte: elaborado pelo autor (2025).

**Tabela 13 – Resultados hidráulicos da localização de vazamentos com alteração de 10% na rugosidade: a) demanda base; b) vazão mínima noturna.**

Pos	Tipo	demanda base						vazão mínima noturna					
		Nó	C	P <sub>med</sub> (m)	dif <sub>max</sub> (m)	Q* (L/s)	dif (L/s)	Nó	C	P <sub>med</sub> (m)	dif <sub>max</sub> (m)	Q* (L/s)	dif (L/s)
1	Vaz.	6	0,330	25,029		1,531		6	0,330	35,964		1,951	
1	Otim.	26	0,184	24,894	0,840	0,843	0,688	8	0,344	35,945	0,219	2,036	-0,085
2	Vaz.	43	0,330	25,056		1,730		43	0,330	35,980		2,012	
2	Otim.	40	0,194	24,903	0,838	0,972	0,758	42	0,298	35,963	0,162	1,833	0,179
3	Vaz.	49	0,330	25,084		1,952		49	0,330	35,993		2,079	
3	Otim.	184	0,265	24,907	0,801	1,502	0,450	185	0,307	35,978	0,113	1,922	0,157
4	Vaz.	120	0,330	25,000		1,746		120	0,330	35,950		2,071	
4	Otim.	235	0,160	24,914	0,685	0,818	0,928	247	0,300	35,939	0,184	1,892	0,179
5	Vaz.	153	0,330	25,023		1,501		153	0,330	35,964		1,946	
5	Otim.	73	0,111	24,921	0,826	0,494	1,007	205	0,265	35,955	0,112	1,544	0,402
6	Vaz.	224	0,330	24,945		1,546		224	0,330	35,925		2,042	
6	Otim.	121	0,137	24,877	0,898	0,682	0,864	223	0,292	35,915	0,088	1,812	0,230
7	Vaz.	250	0,330	25,030		1,519		250	0,330	35,967		1,948	
7	Otim.	33	0,163	24,903	0,835	0,809	0,710	32	0,293	35,951	0,159	1,726	0,222

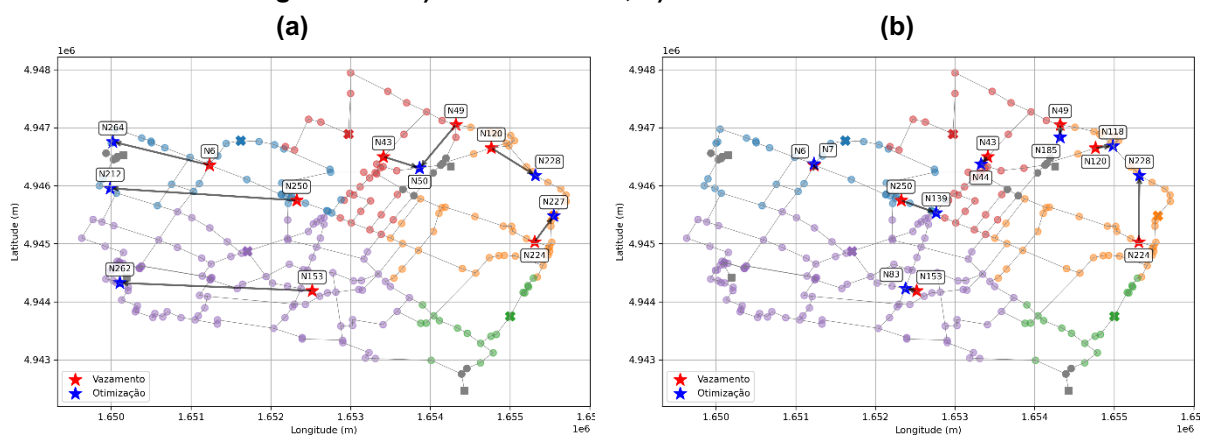
Fonte: elaborado pelo autor (2025).

Finalmente, o último cenário analisado foi o de alteração simultânea da demanda e da rugosidade. A Figura 65 e Tabela 14 apresentam os resultados referentes à alteração da demanda e rugosidade em 5%, enquanto a Figura 66 e Tabela 15 para alteração da demanda e rugosidade em 10%. Novamente, observa-se que, em ambas as condições (5% e 10%), a localização dos vazamentos convergiu para posições mais próximas das reais na condição de vazão mínima noturna, conforme ilustrado na Figura 65 e Figura 66.

Para a alteração de 5% os resultados da otimização convergiram apenas para a mesma área de cobertura do sensor, permanecendo distantes dos locais reais dos vazamentos. Esse comportamento pode ser atribuído tanto aos erros introduzidos na demanda e na rugosidade quanto à baixa magnitude dos vazamentos em relação à demanda base, uma vez que, na condição de vazão mínima noturna, os resultados melhoraram significativamente, sendo que apenas a otimização que convergiu para a posição N228 não correspondeu a um nó vizinho ao vazamento na posição N224, conforme ilustrado na Figura 65.

Em relação aos dados hidráulicos, conforme apresentado na Tabela 14, com exceção dos vazamentos nas posições N6 e N250 — que apresentaram diferenças ligeiramente maiores na magnitude da vazão — a condição de vazão mínima noturna teve resultados mais próximos dos valores reais. Por exemplo, considerando a magnitude dos vazamentos, a diferença máxima na condição de demanda base atingiu 1,281 L/s na posição N49, com três posições acima de 1,0 L/s, enquanto, na condição de vazão mínima noturna, o valor máximo foi de apenas 0,353 L/s na posição N224. Quanto à pressão, a diferença máxima também foi menor na condição de vazão mínima noturna (0,312 m) em comparação com a demanda base (1,080 m), confirmando o padrão observado para a magnitude dos vazamentos.

**Figura 65 – Localização de vazamentos para a rede Modena com alteração de 5% na demanda e rugosidade: a) demanda base; b) vazão mínima noturna.**



Fonte: elaborado pelo autor (2025).

**Tabela 14 – Resultados hidráulicos da localização de vazamentos com alteração de 5% na demanda e rugosidade: a) demanda base; b) vazão mínima noturna.**

Pos	Tipo	demanda base						vazão mínima noturna					
		Nó	C	P <sub>med</sub> (m)	dif <sub>max</sub> (m)	Q* (L/s)	dif (L/s)	Nó	C	P <sub>med</sub> (m)	dif <sub>max</sub> (m)	Q* (L/s)	dif (L/s)
1	Vaz.	6	0,330	25,029		1,531		6	0,330	35,964		1,951	
1	Otim.	264	0,224	25,027	0,552	1,269	0,262	7	0,274	35,963	0,092	1,621	0,330
2	Vaz.	43	0,330	25,056		1,730		43	0,330	35,980		2,012	
2	Otim.	50	0,129	25,032	0,739	0,753	0,977	44	0,300	35,975	0,200	1,835	0,177
3	Vaz.	49	0,330	25,084		1,952		49	0,330	35,993		2,079	
3	Otim.	50	0,115	25,034	0,550	0,671	1,281	185	0,298	35,990	0,089	1,867	0,212
4	Vaz.	120	0,330	25,000		1,746		120	0,330	35,950		2,071	
4	Otim.	228	0,137	24,971	1,080	0,685	1,061	118	0,297	35,946	0,094	1,871	0,200
5	Vaz.	153	0,330	25,023		1,501		153	0,330	35,964		1,946	
5	Otim.	262	0,101	25,022	0,523	0,485	1,016	83	0,287	35,962	0,090	1,697	0,249
6	Vaz.	224	0,330	24,945		1,546		224	0,330	35,925		2,042	
6	Otim.	227	0,197	24,932	0,533	0,942	0,604	228	0,270	35,934	0,312	1,689	0,353
7	Vaz.	250	0,330	25,030		1,519		250	0,330	35,967		1,948	
7	Otim.	212	0,220	25,022	0,541	1,262	0,257	139	0,269	35,969	0,095	1,631	0,317

Fonte: elaborado pelo autor (2025).

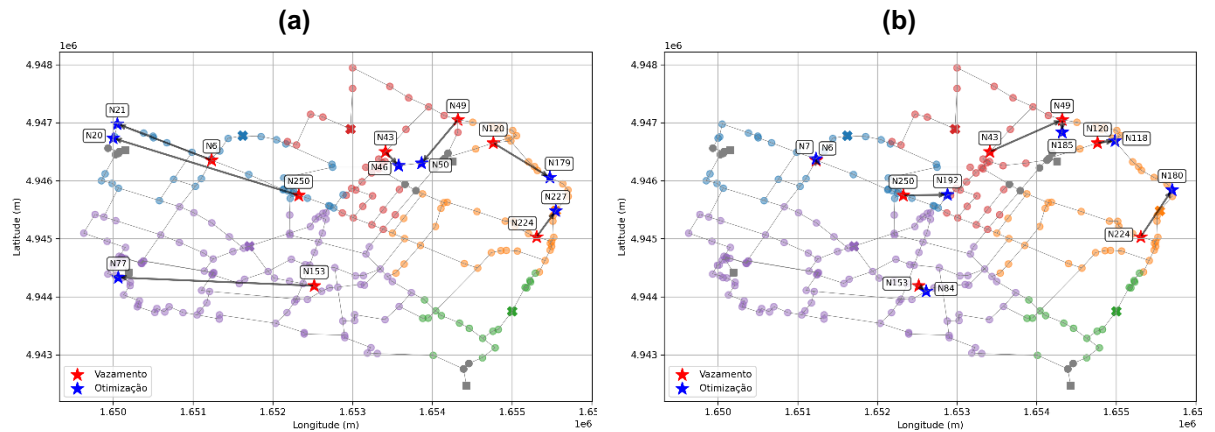
Para a alteração de 10% na demanda e na rugosidade, observa-se, conforme a Figura 66, que, na condição de vazão mínima noturna, quatro vazamentos foram localizados em nós vizinhos aos reais: N6 para N7, N153 para N84, N49 para N185 e N120 para N118. Os outros três vazamentos foram alocados mais distantes das posições reais, porém, ainda dentro da mesma área de cobertura do sensor: N250 para N192, N224 para N180 e N43 para N49. Na condição de demanda base, os resultados ficaram mais distantes dos vazamentos reais, embora também dentro da área de cobertura do sensor.

Do ponto de vista hidráulico, conforme apresentado na Tabela 15, em todas as posições de vazamentos as diferenças máximas de pressão e de magnitude do vazamento foram menores na condição de vazão mínima noturna. Em termos de pressão, a maior diferença observada foi de 0,311 m para o vazamento na posição N43, enquanto, para a demanda base, o valor máximo chegou a 0,951 m no vazamento da posição N49. Em termos de magnitude do vazamento, a diferença máxima foi de 0,436 L/s na posição N6 para condição de vazão mínima noturna, enquanto, para a demanda base, o valor máximo chegou a 0,951 L/s também no vazamento da posição N49.

De forma geral, tanto para a alteração de 5% quanto de 10% na demanda e rugosidade simultaneamente, os resultados de localização convergiram para posições mais próximas dos vazamentos reais na condição de vazão mínima noturna.

Comparando com os cenários anteriores, verificou-se que a alteração simultânea da demanda e da rugosidade teve maior impacto no processo de localização. Ainda assim, mesmo na pior condição estudada — alteração de 10% na demanda e na rugosidade — a otimização convergiu em quatro das sete posições para nós vizinhos, enquanto as demais, embora mais afastadas, permaneceram dentro da área de cobertura do sensor. Por fim, os resultados do último cenário reafirmam que a metodologia é aplicável à detecção de vazamentos de pequenas magnitudes em redes de distribuição de água, mesmo em modelos com grandes erros de calibração — de até 10% simultaneamente na demanda e na rugosidade — e que é capaz de convergir para posições próximas ou vizinhas na condição de vazão mínima noturna.

**Figura 66 – Localização de vazamentos para a rede Modena com alteração de 10% na demanda e rugosidade: a) demanda base; b) vazão mínima noturna.**



Fonte: elaborado pelo autor (2025).

**Tabela 15 – Resultados hidráulicos da localização de vazamentos com alteração de 10% na demanda e rugosidade: a) demanda base; b) vazão mínima noturna.**

Pos	Tipo	demanda base						vazão mínima noturna					
		Nó	C	P <sub>med</sub> (m)	dif <sub>max</sub> (m)	Q* (L/s)	dif (L/s)	Nó	C	P <sub>med</sub> (m)	dif <sub>max</sub> (m)	Q* (L/s)	dif (L/s)
1	Vaz.	6	0,330	25,029		1,531		6	0,330	35,964		1,951	
1	Otim.	21	0,113	24,966	0,666	0,626	0,905	7	0,256	35,958	0,097	1,515	0,436
2	Vaz.	43	0,330	25,056		1,730		43	0,330	35,980		2,012	
2	Otim.	46	0,101	24,961	0,765	0,548	1,182	49	0,260	35,980	0,311	1,638	0,374
3	Vaz.	49	0,330	25,084		1,952		49	0,330	35,993		2,079	
3	Otim.	50	0,105	24,967	0,951	0,606	1,346	185	0,288	35,983	0,093	1,803	0,276
4	Vaz.	120	0,330	25,000		1,746		120	0,330	35,950		2,071	
4	Otim.	179	0,114	24,916	0,795	0,567	1,179	118	0,282	35,940	0,096	1,777	0,294
5	Vaz.	153	0,330	25,023		1,501		153	0,330	35,964		1,946	
5	Otim.	77	0,105	24,956	0,683	0,507	0,994	84	0,262	35,958	0,097	1,537	0,409
6	Vaz.	224	0,330	24,945		1,546		224	0,330	35,925		2,042	
6	Otim.	227	0,183	24,875	0,706	0,876	0,670	180	0,263	35,926	0,278	1,641	0,401
7	Vaz.	250	0,330	25,030		1,519		250	0,330	35,967		1,948	
7	Otim.	20	0,161	24,965	0,723	0,911	0,608	192	0,249	35,964	0,100	1,515	0,433

Fonte: elaborado pelo autor (2025).

## 6 CONCLUSÕES

De modo geral, a implementação do modelo rígido permitiu comprovar a aplicabilidade do regime transitório lento como ferramenta para localização de vazamentos em redes de distribuição de água. A análise da validação do Modelo Rígido, juntamente com os três estudos de caso — Rede *Two-Loop*, Rede BLA e Rede Modena — permitiu compreender como manobras lentas e controladas em redes de distribuição de água influenciam os dados hidráulicos em condições de vazamento. Essa análise demonstrou que os sinais de pressão e vazão resultantes podem ser explorados tanto na alocação de manobras e sensores quanto, posteriormente, na localização dos vazamentos.

A validação do modelo rígido foi realizada inicialmente para garantir a confiabilidade dos resultados e avaliar a presunção de que se trata de um modelo mais simplificado. Com base nas hipóteses de fluido incompressível, tubulações fixas e indeformáveis, buscou-se verificar se essas simplificações, adotadas no modelo rígido, realmente reduzem a complexidade computacional, ao eliminar a necessidade de discretização espacial, exigida no modelo elástico, e se possibilitam a aplicação em redes mais complexas de distribuição de água, como na localização de vazamentos.

Do ponto de vista computacional, a magnitude do vazamento teve papel fundamental na complexidade das simulações. Para vazamentos muito pequenos, a simulação hidráulica apresentou divergência, atingindo valores infinitos, pois  $\frac{dQ}{dt}$  tendia a zero. Como o estudo focou em vazamentos de aproximadamente 1 L/s, foi necessário utilizar passos de tempo ( $\Delta t$ ) reduzidos: i) 0,01 s para a rede *Two-loop*; ii) 0,005 s para a rede BLA; e iii) 0,05 s para a rede Modena. A necessidade de utilizar passos de tempo tão pequenos, especialmente na rede Modena devido ao seu maior porte, aumentou significativamente o esforço computacional, chegando a mais de 1 hora de simulação para localizar um único vazamento. Esse alto custo tornou inviável avaliar, por exemplo, a ocorrência de vazamentos em todas as posições da rede. Dessa forma, o esforço computacional do modelo rígido pode se aproximar do modelo elástico, que exige discretização tanto no espaço quanto no tempo. Embora inicialmente se esperasse que o modelo rígido proporcionasse simulações mais

rápidas, estudos comparativos são necessários para avaliar com precisão a diferença de esforço entre os modelos.

Por fim, as conclusões de cada estudo de caso, relativas à alocação de manobras e sensores e à localização de vazamentos, são detalhadas a seguir e fornecem uma base para a aplicação da metodologia em redes de distribuição de água.

### **6.1 Rede *Two-loop***

O estudo da Rede *Two-loop*, uma rede mais simples, serviu como um ponto de partida para validar a metodologia. A análise de alocação de manobras mostrou uma correlação direta entre a sensibilidade das tubulações e a magnitude da vazão e velocidade, sendo que as tubulações com maiores velocidades e vazões tendem a ter também as maiores sensibilidades. Logo, também foi possível identificar as tubulações mais sensíveis comparando com a sensibilidade referente a vazão e velocidade. Desta forma, concluiu-se que a exclusão de tubulações com menores vazões e velocidades, que oferecem menor impacto ao serem manobradas, pode diminuir o espaço de busca, reduzindo o número de simulações necessárias em redes maiores.

Na alocação de sensores, a sensibilidade acumulada em cada nó indicou o nó N5 como o mais sensível, seguido pelos vizinhos N3 e N7. Embora um único sensor fosse suficiente para esta rede, o estudo destacou um problema potencial em redes maiores: a concentração de sensores em uma mesma região. Então, para garantir a distribuição espacial dos sensores, outras ferramentas devem ser aplicadas, à exemplo, os algoritmos de agrupamento.

Quanto à localização de vazamentos, a otimização enfrentou desafios significativos. Na condição de demanda base, dois vazamentos não foram corretamente identificados, convergindo para nós distantes dos reais. Essa dificuldade se deve à pequena magnitude dos vazamentos (1 L/s), representando apenas 0,32% da demanda total, tornando-os indistinguíveis de erros numéricos ou ruídos. A simulação sob a vazão mínima noturna (30% da demanda base) melhorou a eficiência da localização, permitindo identificar corretamente o vazamento no nó N6. Essa condição torna o vazamento mais representativo, aumentando seu impacto nas medições, além

de reduzir o risco de danos à infraestrutura e de desabastecimento ao realizar manobras em horários de menor pressão.

## 6.2 Rede BLA

Na Rede BLA, de complexidade intermediária, as conclusões da Rede *Two-loop* foram reforçadas. A alocação de manobras confirmou que tubulações com maiores velocidades apresentam maior sensibilidade. Além disso, a combinação das sensibilidades de vazão e velocidade mostrou-se um critério para a escolha de múltiplas manobras, podendo ser utilizado como filtro inicial para excluir as tubulações com menores sensibilidades para receber a manobra. Quanto a alocação de sensores, os nós 17 e 20 foram selecionados devido à sua alta sensibilidade e boa distribuição espacial. Entretanto, o entorno do nó de maior sensibilidade era a região de maior sensibilidade, reforçando a necessidade de outras formas para garantir a espacialidade dos sensores em redes maiores, assegurando uma aquisição de dados mais representativa da rede.

A localização de vazamentos na Rede BLA apresentou bons resultados. Para um vazamento próximo ao reservatório (nó N4), a otimização com um único sensor convergiu corretamente. No entanto, com dois sensores, a otimização apontou um nó vizinho (nó N21), indicando a presença de vários pontos de mínimos na função objetivo. De forma similar, para um vazamento mais distante do reservatório (nó 24), a otimização com um sensor convergiu para posição real, enquanto com dois sensores convergiu para o nó vizinho N19. Apesar disso, os resultados mostram que, mesmo quando a localização exata não é alcançada, houve convergência para nós vizinhos, o que contribui para direcionar a busca de campo de maneira mais assertiva. Na condição de vazão mínima noturna, foi possível identificar corretamente o vazamento no nó N4 em ambos os cenários de sensores. Para o vazamento no nó N24, a otimização convergiu para nós vizinhos. Esses resultados reforçam a importância da vazão mínima noturna, que torna a magnitude do vazamento mais representativa e, conseqüentemente, melhora a precisão da otimização.

## 6.3 Rede Modena

Por fim, a Rede Modena foi o último estudo de caso escolhido para testar a metodologia proposta. Devido ao porte da rede, foi necessário restringir o espaço de

busca das manobras, selecionando apenas as tubulações com maior sensibilidade, considerando vazão e velocidade. Além disso, foi utilizado um algoritmo de agrupamento *k-mens* para distribuir espacialmente os sensores. Dessa forma, foi possível alocar manobras e sensores de modo a garantir a cobertura de toda a rede, evitando concentração em uma única região. Apesar disso, vazamentos simulados próximos aos reservatórios geraram erros numéricos devido à discretização de tempo já bastante pequena. Como solução, esses nós foram excluídos da seleção, pois representaram apenas 4% dos 267 nós da rede, sendo que os nós vizinhos poderiam receber o vazamento e apresentar comportamento hidráulico semelhante na etapa de localização de vazamentos.

A metodologia de alocação de sensores proposta neste estudo apresentou desempenho superior em relação à literatura, destacando-se pela maior sensibilidade e melhor cobertura, especialmente na detecção de pequenos vazamentos (1 L/s). O estudo também evidenciou que, embora a análise em regime transitório tenha mostrado resultados promissores, a diferença de cobertura entre as metodologias tende a diminuir conforme a magnitude do vazamento aumenta.

A análise de localização de vazamentos na Rede Modena reforçou as conclusões anteriores. Das sete posições de vazamentos analisados, quatro foram corretamente localizados, enquanto os três restantes convergiram para nós vizinhos, apresentando apenas pequenas variações nos parâmetros hidráulicos. De modo geral, a utilização da vazão mínima noturna melhorou os resultados de localização. Logo, a convergência para a posição exata e posições vizinhas demonstram que a metodologia pode ser utilizada tanto para detectar como para localizar vazamentos de pequena magnitude.

Por fim, realizou-se uma análise de sensibilidade para avaliar o impacto das incertezas de calibração do modelo, considerando variações na demanda e na rugosidade. Os resultados mostraram que a condição de vazão mínima noturna é a mais robusta para a localização de vazamentos, mesmo diante de erros de até 10% na calibração do modelo. Em todos os cenários, incluindo o mais desfavorável (alteração simultânea de 10% na demanda e na rugosidade), a otimização convergiu para posições próximas ou dentro da área de cobertura do sensor, confirmando a aplicabilidade da

metodologia. Assim, conclui-se que a abordagem proposta pode ser aplicada à detecção e localização de vazamentos de pequena magnitude, mesmo em modelos com até 10% de erro de calibração, sendo os resultados potencializados pela análise em regime de vazão mínima noturna.

## 7 RECOMENDAÇÕES

Como recomendações, sugere-se aprofundar os tópicos previamente discutidos, com o objetivo de consolidar a metodologia como uma ferramenta para a detecção e localização de vazamentos, incluindo:

- realizar uma comparação do desempenho computacional entre o modelo rígido e o modelo elástico, considerando redes de diferentes portes e vazamentos de variadas magnitudes e localizações;
- avaliar o critério de cobertura adotado para condições transitórias. Neste estudo, seguiu-se a definição de Barros *et al.*, (2022), segundo a qual um nó é considerado coberto quando apresenta diferença mínima de 1 metro de pressão entre as condições com e sem vazamento;
- avaliar a localização de múltiplos vazamentos simultâneos, considerando diferentes magnitudes, a fim de testar a robustez da metodologia e analisar o esforço computacional necessário para identificar corretamente todos os vazamentos;
- avaliar a influência do expoente de vazamento no processo de localização de vazamentos, incorporando a aplicação da equação FAVAD como alternativa para uma representação mais realista do comportamento hidrodinâmico do escoamento através de orifícios;
- incorporar a modelagem da qualidade da água ao modelo de transitório lento e avaliar os ganhos no processo de localização de vazamentos;
- comparar a metodologia proposta com outras abordagens para localização de vazamentos, como redes neurais, teoria de grafos e métodos baseados em otimização, a fim de avaliar desempenho, acurácia e aplicabilidade em diferentes cenários;
- validar a efetividade da metodologia proposta por meio de estudos experimentais e de aplicações em casos reais, de modo a comprovar sua aplicabilidade e seu desempenho em condições reais de operação.

## REFERÊNCIAS

- ABNT; NBR 12.218. **Projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público — Procedimento**. [S. l.]: ABNT, 2017.
- ABNT; NBR 15.538. **Medidores de água potável: ensaios para avaliação de eficiência: ABNT NBR 15538**. [S. l.]: ABNT, 2014.
- ABOUHAMAD, M.; ZAYED, T.; MOSELHI, O. Leak Detection in Buried Pipes Using Ground Penetrating Radar—A Comparative Study. *In: PIPELINES 2016*, 2016, Kansas City, Missouri. **Pipelines 2016**. Kansas City, Missouri: American Society of Civil Engineers, 2016. p. 417–424. Disponível em: <http://ascelibrary.org/doi/10.1061/9780784479957.039>. Acesso em: 29 set. 2025.
- ADEGBOYE, M. A.; FUNG, W.-K.; KARNIK, A. Recent Advances in Pipeline Monitoring and Oil Leakage Detection Technologies: Principles and Approaches. **Sensors**, [s. l.], v. 19, n. 11, p. 2548, 2019.
- AESBE. **Série Balanço Hídrico: Guia prático de procedimentos para estimativa de submedição no parque de hidrômetros**. Brasília: [s. d.], 2015b. v. 3 Disponível em: [https://aesbe.org.br/novo/wp-content/uploads/2018/04/GUIA-3\\_V5-.pdf](https://aesbe.org.br/novo/wp-content/uploads/2018/04/GUIA-3_V5-.pdf). Acesso em: 16 mar. 2024.
- AESBE. **Série Balanço Hídrico: Guia prático para determinação de volume de entrada nos sistemas de abastecimento**. Brasília: [s. d.], 2015a. v. 1 Disponível em: [https://aesbe.org.br/novo/wp-content/uploads/2018/04/GUIA-1\\_V5-.pdf](https://aesbe.org.br/novo/wp-content/uploads/2018/04/GUIA-1_V5-.pdf). Acesso em: 16 mar. 2024.
- AESBE. **Série Balanço Hídrico: Guia prático para estimação de consumos não autorizados e volumes não apropriados por falhas de cadastro**. Brasília: [s. d.], 2015c. v. 4 Disponível em: [https://aesbe.org.br/novo/wp-content/uploads/2018/04/GUIA-4\\_V5-.pdf](https://aesbe.org.br/novo/wp-content/uploads/2018/04/GUIA-4_V5-.pdf). Acesso em: 16 mar. 2024.
- AESBE. **Série Balanço Hídrico: Guia prático para método direto de quantificação de perdas reais em sistemas de abastecimento**. Brasília: [s. d.], 2015d. v. 6 Disponível em: [https://aesbe.org.br/novo/wp-content/uploads/2018/04/GUIA-6\\_V5-.pdf](https://aesbe.org.br/novo/wp-content/uploads/2018/04/GUIA-6_V5-.pdf).
- AHOPELTO, S.; VAHALA, R. Cost–Benefit Analysis of Leakage Reduction Methods in Water Supply Networks. **Water**, [s. l.], v. 12, n. 1, p. 195, 2020.
- ALPEROVITS, E.; SHAMIR, U. Design of optimal water distribution systems. **Water Resources Research**, [s. l.], v. 13, n. 6, p. 885–900, 1977.
- ALVES, D. *et al.* Robust Data-Driven Leak Localization in Water Distribution Networks Using Pressure Measurements and Topological Information. **Sensors**, [s. l.], v. 21, n. 22, p. 7551, 2021.
- ANJO, L.; JUNIOR, E.; VENÂNCIO, S. Modelo Dinâmico Inercial Rígido para Escoamento Transitório Lento em Sistemas de Abastecimento de Água. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, [s. l.], v. 20, n. 2, p. 533–542, 2015.
- ASTM E1316-16A. **Standard Terminology for Nondestructive Examinations**. West Conshohocken, PA, USA: ASTM International, 2016.
- AYATI, A. H.; HAGHIGHI, A.; GHAFOURI, H. R. Machine Learning–Assisted Model for Leak Detection in Water Distribution Networks Using Hydraulic Transient Flows.

**Journal of Water Resources Planning and Management**, [s. l.], v. 148, n. 2, p. 04021104, 2022.

BARROS, D. B. *et al.* Pressure sensors placement for leakage detection using graph signal processing and sampling theory. *In: PROCEEDINGS OF THE 39TH IAHR WORLD CONGRESS FROM SNOW TO SEA, 2022. Proceedings of the 39th IAHR World Congress*. [S. l.]: International Association for Hydro-Environment Engineering and Research (IAHR), 2022. p. 1913–1921. Disponível em: <https://www.iahr.org/library/infor?pid=20955>. Acesso em: 11 jan. 2025.

BRAGALLI, C. *et al.* Water Network Design by MINLP. **IBM Reserch Report, Mathematics**, [s. l.], 2008.

BRASIL. **Diagnóstico Temático Serviços de Água e Esgoto: Gestão Técnica de Água**. Brasília: [s. d.], 2022. Disponível em: <https://www.gov.br/mdr/pt-br/assuntos/saneamento/snis/diagnosticos-anteriores-do-snis/agua-e-esgotos-1/2020>. Acesso em: 16 mar. 2024.

BRASIL. **Diagnóstico Temático Serviços de Água e Esgoto: Visão Geral - ano de referência 2022**. Brasília: [s. d.], 2023. Disponível em: [https://www.gov.br/cidades/pt-br/aceso-a-informacao/acoes-e-programas/saneamento/snis/produtos-do-snis/diagnosticos/DIAGNOSTICO\\_TEMATICO\\_VISAO\\_GERAL\\_AE\\_SNIS\\_2023.pdf](https://www.gov.br/cidades/pt-br/aceso-a-informacao/acoes-e-programas/saneamento/snis/produtos-do-snis/diagnosticos/DIAGNOSTICO_TEMATICO_VISAO_GERAL_AE_SNIS_2023.pdf). Acesso em: 24 mar. 2025.

BRASIL. Presidência da República. **Lei N° 2.848 de 07 de dezembro de 1940**. Brasília, 1997. Disponível em: [https://www.planalto.gov.br/ccivil\\_03/leis/l9433.htm](https://www.planalto.gov.br/ccivil_03/leis/l9433.htm). Acesso em: 16 mar. 2024.

BRASIL. Presidência da República. **Lei N° 11.445 de 05 de Janeiro de 2007**. Brasília, 2007. Disponível em: [https://www.planalto.gov.br/ccivil\\_03/\\_ato2019-2022/2020/lei/l14026.htm](https://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2019-2022/2020/lei/l14026.htm). Acesso em: 16 mar. 2024.

BRASIL. Presidência da República. **Lei N° 14.026 de 15 de Julho de 2020**. Brasília, 2020. Disponível em: [https://www.planalto.gov.br/ccivil\\_03/\\_ato2019-2022/2020/lei/l14026.htm](https://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2019-2022/2020/lei/l14026.htm). Acesso em: 16 mar. 2024.

BRASIL. **Manual de saneamento: orientações técnicas**. Brasília: [s. d.], 2004. Disponível em: [https://bvsmms.saude.gov.br/bvs/publicacoes/funasa/capitulo\\_1.pdf](https://bvsmms.saude.gov.br/bvs/publicacoes/funasa/capitulo_1.pdf). Acesso em: 16 mar. 2024.

BRASIL. **Painel de indicadores - 2024**. Belo Horizonte, 2024. Disponível em: <https://indicadores-sinisa-2025.cidades.gov.br/dashboard?modulo=agua>. Acesso em: 10 mar. 2025.

BRASIL. **Plano nacional de saneamento básico**. Brasília: [s. d.], 2019. Disponível em: [https://antigo.mdr.gov.br/images/stories/ArquivosSDRU/ArquivosPDF/Versao\\_Conselhos\\_Resolu%C3%A7%C3%A3o\\_Alta\\_-\\_Capa\\_Atualizada.pdf](https://antigo.mdr.gov.br/images/stories/ArquivosSDRU/ArquivosPDF/Versao_Conselhos_Resolu%C3%A7%C3%A3o_Alta_-_Capa_Atualizada.pdf). Acesso em: 16 mar. 2024.

BRASIL. **PORTARIA N° 3.120**. [S. l.], 2025. Disponível em: <https://www.in.gov.br/en/web/dou/-/portaria-n-3.120-de-13-de-outubro-de-2025-662682055>. Acesso em: 12 set. 2025.

BRASIL; FUNDAÇÃO NACIONAL DE SAÚDE. **Redução de perdas em sistemas de abastecimento de água**. Brasília: FUNASA, 2014.

BRUNONE, B.; MENICONI, S.; CAPPONI, C. Numerical analysis of the transient pressure damping in a single polymeric pipe with a leak. **Urban Water Journal**, [s. l.], v. 15, n. 8, p. 760–768, 2018.

CALERO PRECIADO, C. *et al.* Intermittent Water Supply Impacts on Distribution System Biofilms and Water Quality. **Water Research**, [s. l.], v. 201, p. 117372, 2021.

CASSA, A. M.; VAN ZYL, J. E. Predicting the head-leakage slope of cracks in pipes subject to elastic deformations. **Journal of Water Supply: Research and Technology-Aqua**, [s. l.], v. 62, n. 4, p. 214–223, 2013.

CHARALAMBOUS, B.; FOUFEAS, D.; PETROULIAS, N. Leak detection and water loss management. [s. l.], v. 8, n. 3, p. 25–30, 2014.

CHAUDHRY, M. H. **Applied Hydraulic Transients**. New York, NY: Springer New York, 2014. Disponível em: <https://link.springer.com/10.1007/978-1-4614-8538-4>. Acesso em: 31 jan. 2023.

COLOMBO, A. F.; LEE, P.; KARNEY, B. W. A selective literature review of transient-based leak detection methods. **Journal of Hydro-environment Research**, [s. l.], v. 2, n. 4, p. 212–227, 2009.

COVAS, D.; RAMOS, H. Case Studies of Leak Detection and Location in Water Pipe Systems by Inverse Transient Analysis. **Journal of Water Resources Planning and Management**, [s. l.], v. 136, n. 2, p. 248–257, 2010.

DE SÁ MOREIRA, M. *et al.* Energy and economic analysis for a desalination plant powered by municipal solid waste incineration and natural gas in Brazil. **Environment, Development and Sustainability**, [s. l.], v. 24, n. 2, p. 1799–1826, 2022.

EUROPEAN UNION. **EU reference document good practices on leakage management WFD CIS WG PoM: main report**. LU: Publications Office, 2015. Disponível em: <https://data.europa.eu/doi/10.2779/102151>. Acesso em: 16 mar. 2024.

FARLEY, M. **Leakage management and control**. Geneva, Switzerland: World Health Organization, 2001.

FERRAS, D.; COVAS, D. FREQUENCY AND TIME-DOMAIN ANALYSES OF PIPELINES ANCHORED AGAINST LONGITUDINAL MOVEMENT. *In*: 38TH IAHR WORLD CONGRESS, 2019. **Anais [...]**. [S. l.]: [s. d.], 2019. p. 3409–3417. Disponível em: [https://www.iahr.org/paper/detail?paper\\_id=3193](https://www.iahr.org/paper/detail?paper_id=3193). Acesso em: 29 set. 2025.

FERREIRA, C. A. A ÁGUA COMO UM DIREITO HUMANO E A LEGALIDADE DA SUSPENSÃO DO FORNECIMENTO POR INADIMPLÊNCIA: A TARIFA SOCIAL COMO MODERADORA. [s. l.], 2021. Disponível em: <https://zenodo.org/record/5525138>. Acesso em: 16 mar. 2024.

FERREIRA, B.; CARRIÇO, N.; COVAS, D. Near Real-time Leak Location by Inverse Analysis Integrating Measurement Uncertainty. **Water Resources Management**, [s. l.], v. 39, n. 1, p. 503–521, 2025.

G1. **Governo do Piauí decreta situação de emergência pela seca em 119 cidades**. [S. l.], 2025. Disponível em: <https://g1.globo.com/pi/piaui/noticia/2025/10/01/governo-do-piaui-decreta-situacao-de-emergencia-devido-a-seca-em-119-cidades-confira-a-lista.ghtml>. Acesso em: 12 set. 2025.

GAMAL, M. *et al.* Utilizing Ground-Penetrating Radar for Water Leak Detection and Pipe Material Characterization in Environmental Studies: A Case Study. **Remote Sensing**, [s. l.], v. 15, n. 20, p. 4924, 2023.

GAMBOA-MEDINA, M. M.; REIS, L. F. R.; GUIDO, R. C. Feature Extraction in Pressure Signals for Leak Detection in Water Networks. **Procedia Engineering**, [s. l.], v. 70, p. 688–697, 2014.

GARCÍA, V. J.; CABRERA, E.; CABRERA, JR., E. The Minimum Night Flow Method Revisited. *In*: EIGHTH ANNUAL WATER DISTRIBUTION SYSTEMS ANALYSIS SYMPOSIUM (WDSA), 2008, Cincinnati, Ohio, United States. **Water Distribution Systems Analysis Symposium 2006**. Cincinnati, Ohio, United States: American Society of Civil Engineers, 2008. p. 1–18. Disponível em: <http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/40941%28247%2935>. Acesso em: 16 mar. 2024.

GAUTAM, D. K.; KOTTECHA, P.; SUBBIAH, S. Efficient k-means clustering and greedy selection-based reduction of nodal search space for optimization of sensor placement in the water distribution networks. **Water Research**, [s. l.], v. 220, p. 118666, 2022.

GHAZI, C. J.; MARSHALL, J. S. A CO<sub>2</sub> tracer-gas method for local air leakage detection and characterization. **Flow Measurement and Instrumentation**, [s. l.], v. 38, p. 72–81, 2014.

GOMES, H. P.; CARVALHO, P. S. O. de (org.). **Manual de sistemas de bombeamento: eficiência energética**. João Pessoa: Editora Universitária da UFPB, 2012. Disponível em: [https://antigo.mdr.gov.br/images/stories/ArquivosSNSA/proeesa/pdf/manual\\_sistema\\_s\\_bombeamento\\_procel.pdf](https://antigo.mdr.gov.br/images/stories/ArquivosSNSA/proeesa/pdf/manual_sistema_s_bombeamento_procel.pdf). Acesso em: 16 mar. 2024.

GOMES, S. C.; VINGA, S.; HENRIQUES, R. Spatiotemporal Correlation Feature Spaces to Support Anomaly Detection in Water Distribution Networks. **Water**, [s. l.], v. 13, n. 18, p. 2551, 2021.

GONÇALVES, E. **Pesquisa E Combate a Vazamentos Não Visíveis**. [S. l.]: Ministério das Cidades, 2007. (Guias Práticos: Técnicas De Operação Em Sistemas De Abastecimento De Água).

GUPTA, A.; KULAT, K. D. A Selective Literature Review on Leak Management Techniques for Water Distribution System. **Water Resources Management**, [s. l.], v. 32, n. 10, p. 3247–3269, 2018.

HANIFFA, M. A. M.; HASHIM, F. M. Recent developments in in-line inspection tools (ILI) for deepwater pipeline applications. *In*: 2011 NATIONAL POSTGRADUATE CONFERENCE (NPC), 2011, Perak, Malaysia. **2011 National Postgraduate Conference**. Perak, Malaysia: IEEE, 2011. p. 1–6. Disponível em: <http://ieeexplore.ieee.org/document/6136416/>. Acesso em: 17 mar. 2024.

IROFTI, P. *et al.* Data-driven Leak Localization in Water Distribution Networks via Dictionary Learning and Graph-based Interpolation. *In*: 2022 IEEE CONFERENCE ON CONTROL TECHNOLOGY AND APPLICATIONS (CCTA), 2022, Trieste, Italy. **2022 IEEE Conference on Control Technology and Applications (CCTA)**. Trieste, Italy: IEEE, 2022. p. 1265–1270. Disponível em: <https://ieeexplore.ieee.org/document/9966160/>. Acesso em: 17 mar. 2024.

JUN, S. *et al.* Response Surfaces for Water Distribution System Pipe Roughness Calibration. **Journal of Water Resources Planning and Management**, [s. l.], v. 148, n. 3, p. 04021105, 2022.

KABAASHA, A. M.; PILLER, O.; VAN ZYL, J. E. Incorporating the Modified Orifice Equation into Pipe Network Solvers for More Realistic Leakage Modeling. **Journal of Hydraulic Engineering**, [s. l.], v. 144, n. 2, p. 04017064, 2018.

KAMMOUN, M.; KAMMOUN, A.; ABID, M. Leak Detection Methods in Water Distribution Networks: A Comparative Survey on Artificial Intelligence Applications. **Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice**, [s. l.], v. 13, n. 3, p. 04022024, 2022.

KENNEDY, J.; EBERHART, R. Particle swarm optimization. *In*: ICNN'95 - INTERNATIONAL CONFERENCE ON NEURAL NETWORKS, 1995, Perth, WA, Australia. **Proceedings of ICNN'95 - International Conference on Neural Networks**. Perth, WA, Australia: IEEE, 1995. p. 1942–1948. Disponível em: <http://ieeexplore.ieee.org/document/488968/>. Acesso em: 17 mar. 2024.

KOELLE, E. **Transientes Hidráulicos**. São Paulo: ABES - São Paulo, 2013.

KORNMEYER, P. M. **Pressure Difference-Based Sensing of Leaks in Water Distribution Networks**. 2011. 35 f. Thesis (Degree of Bachelors of Science in Mechanical Engineering) - Department of Mechanical Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Massachusetts, 2011. Disponível em: <https://dspace.mit.edu/bitstream/handle/1721.1/68532/770953002-MIT.pdf>. Acesso em: 16 mar. 2024.

KUMMU, M. *et al.* The world's road to water scarcity: shortage and stress in the 20th century and pathways towards sustainability. **Scientific Reports**, [s. l.], v. 6, n. 1, p. 38495, 2016.

KUMPEL, E.; NELSON, K. L. Comparing microbial water quality in an intermittent and continuous piped water supply. **Water Research**, [s. l.], v. 47, n. 14, p. 5176–5188, 2013.

KUMPEL, E.; NELSON, K. L. Intermittent Water Supply: Prevalence, Practice, and Microbial Water Quality. **Environmental Science & Technology**, [s. l.], v. 50, n. 2, p. 542–553, 2016.

LAMBERT, A. O. *et al.* A review of performance indicators for real losses from water supply systems. **Journal of Water Supply: Research and Technology—AQUA**, [s. l.], v. 48, n. 6, p. 227–237, 1999.

LAMBERT, A. WHAT DO WE KNOW ABOUT PRESSURE:LEAKAGE RELATIONSHIPS IN DISTRIBUTION SYSTEMS?. [s. l.], 2000.

LAMBERT, A.; FANTOZZI, M.; THORNTON, J. Practical approaches to modeling leakage and pressure management in distribution systems – progress since 2005. [s. l.], 2013.

LAMON. **Pesquisa de Vazamento**. Belo Horizonte, 2024. Disponível em: <https://lamon.com.br/produto/correlacionador-de-ruído-enigma/>. Acesso em: 16 mar. 2024.

LUVIZOTTO JR., E.; KOELLE, E.; ANDRADE, J. Complete operational simulation of pumped storage schemes. American Society of Civil Engineers, 1995. Disponível em: <https://www.osti.gov/biblio/220179>.

LUVIZOTTO JR., E.; SANTOS ANJO, L. F. R. dos. Utilizando a estrutura do método gradiente na elaboração de um modelo para analisar transitórios lentos. *In: XXI CONGRESSO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA*, 2004, São Paulo, Brasil. **Anais [...]**. São Paulo, Brasil: [s. d.], 2004.

MACINTYRE, A. J. **Bombas e instalações de bombeamento**. 2. ed. reved. Rio de Janeiro (RJ): LTC, 2019.

MANEKIYA, M. H.; ARULMOZHIVARMAN, P. Leakage detection and estimation using IR thermography. *In: 2016 INTERNATIONAL CONFERENCE ON COMMUNICATION AND SIGNAL PROCESSING (ICCSP)*, 2016, Melmaruvathur, Tamilnadu, India. **2016 International Conference on Communication and Signal Processing (ICCSP)**. Melmaruvathur, Tamilnadu, India: IEEE, 2016. p. 1516–1519. Disponível em: <http://ieeexplore.ieee.org/document/7754411/>. Acesso em: 29 set. 2025.

MANKAD, J.; NATARAJAN, B.; SRINIVASAN, B. Integrated approach for optimal sensor placement and state estimation: A case study on water distribution networks. **ISA Transactions**, [s. l.], v. 123, p. 272–285, 2022.

MANZI, D. **Detecção e localização de rompimentos em redes de distribuição de água a partir de análise dos sinais de pressão em regime transitório**. 2017. 242 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil - Recursos Hídricos, Energéticos e Ambientais) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP, Campinas, SP, 2017. Disponível em: <https://repositorio.unicamp.br/Busca/Download?codigoArquivo=464937>. Acesso em: 17 mar. 2024.

MARTINI, A.; TRONCOSSI, M.; RIVOLA, A. Investigation on the detection of water leaks in small-diameter polyethylene pipes using Acoustic Emission signals. [s. l.], v. 11, 2016a.

MARTINI, A.; TRONCOSSI, M.; RIVOLA, A. Leak Detection in Water-Filled Small-Diameter Polyethylene Pipes by Means of Acoustic Emission Measurements. **Applied Sciences**, [s. l.], v. 7, n. 1, p. 2, 2016b.

MATHWORKS®. **Particleswarm: Particle swarm optimiation**. Online, 2024. Disponível em: <https://www.mathworks.com/help/gads/particleswarm.html#budidgf-2>. Acesso em: 16 mar. 2024.

MAY, J. **Pressure dependent leakage, world water and environmental engineering**. Washigton DC, USA: Water Environment Federation, 1994.

MECALTEC. **Haste de Escuta Mecânica**. Online, 2024. Disponível em: <https://www.mecaltec.com.br/haste-de-escuta-mecanica.php>. Acesso em: 16 mar. 2024.

MEIRELLES, G. *et al.* Leakage Control and Energy Recovery Using Variable Speed Pumps as Turbines. **Journal of Water Resources Planning and Management**, [s. l.], v. 144, n. 1, p. 04017077, 2018.

MIRANDA, L. J. V. **PySwarms: a reserach toolkit for Particle Swarm Optimization in Python**. Online, 2024. Disponível em: <https://pyswarms.readthedocs.io/en/latest/index.html>. Acesso em: 16 mar. 2024.

NAÇÕES UNIDAS BRASIL. **Os Objetivos de Desenvolvimento Sustentável no Brasil**. Brasília, 2015. Disponível em: <https://brasil.un.org/pt-br/sdgs>. Acesso em: 16 mar. 2024.

NAHAVANDI, A. N.; CATANZARO, G. V. Matrix Method for Analysis of Hydraulic Networks. **Journal of the Hydraulics Division**, [s. l.], v. 99, n. 1, p. 47–63, 1973.

NEGM, A.; MA, X.; AGGIDIS, G. Review of leakage detection in water distribution networks. **IOP Conference Series: Earth and Environmental Science**, [s. l.], v. 1136, n. 1, p. 012052, 2023.

OZEVIN, D.; HARDING, J. Novel leak localization in pressurized pipeline networks using acoustic emission and geometric connectivity. **International Journal of Pressure Vessels and Piping**, [s. l.], v. 92, p. 63–69, 2012.

PILCHER, R. *et al.* **Leak Location and Repair: Guidance Notes**. [S. l.]: International Water Association, Specialist Group on Efficient Operation and Management of Urban Water Distribution Systems, Water Loss Task Force, 2007. Disponível em: [https://iwa-network.org/wp-content/uploads/2015/12/IWA\\_LD\\_Guidance\\_Notes.pdf](https://iwa-network.org/wp-content/uploads/2015/12/IWA_LD_Guidance_Notes.pdf). Acesso em: 16 mar. 2024.

PUDAR, R. S.; LIGGETT, J. A. Leaks in Pipe Networks. **Journal of Hydraulic Engineering**, [s. l.], v. 118, n. 7, p. 1031–1046, 1992.

QUINONES-GRUEIRO, M.; VERDE, C.; LLANES-SANTIAGO, O. Multi-objective sensor placement for leakage detection and localization in water distribution networks. *In*: 2019 4TH CONFERENCE ON CONTROL AND FAULT TOLERANT SYSTEMS (SYSTOL), 2019, Casablanca, Morocco. **2019 4th Conference on Control and Fault Tolerant Systems (SysTol)**. Casablanca, Morocco: IEEE, 2019. p. 129–134. Disponível em: <https://ieeexplore.ieee.org/document/8864746/>. Acesso em: 11 jan. 2025.

RAJABI, M.; TABESH, M. Pressure Sensor Placement for Leakage Detection and Calibration of Water Distribution Networks Based on Multiview Clustering and Global Sensitivity Analysis. **Journal of Water Resources Planning and Management**, [s. l.], v. 150, n. 5, p. 04024010, 2024.

ROMERO-BEN, L. *et al.* Leak detection and localization in water distribution networks: Review and perspective. **Annual Reviews in Control**, [s. l.], v. 55, p. 392–419, 2023.

ROSSMAN, L. A. **EPANET 2 USERS MANUAL**. OHIO: Environmental Protection Agency (EPA), USA, 2000. Disponível em: <https://www.epa.gov/water-research/epanet>.

ROY, A.; ROSENBERGER, J. M.; SHAHANDASHTI, M. Impact of Water Network Uncertainties on Seismic Rehabilitation Decision-Making for Water Pipelines. *In*: PIPELINES 2023, 2023, San Antonio, Texas. **Pipelines 2023**. San Antonio, Texas: American Society of Civil Engineers, 2023. p. 364–372. Disponível em: <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/9780784485019.039>. Acesso em: 17 mar. 2024.

SABESP. **Crise hídrica, estratégias e soluções da SABESP: para a região metropolitana de São Paulo**. São Paulo: [s. d.], 2015. Disponível em: [https://site.sabesp.com.br/site/uploads/file/crisehidrica/chess\\_crise\\_hidrica.pdf](https://site.sabesp.com.br/site/uploads/file/crisehidrica/chess_crise_hidrica.pdf). Acesso em: 16 mar. 2024.

SANT'ANNA, M. *et al.* Analysis of the impact of leaks and valve maneuvers on pressure transient data in water distribution networks. **RBRH**, [s. l.], v. 29, p. e45, 2024.

SANTOS ANJO, L. F. R. dos. **Modelo hidráulico para transitorios lentos em conduto forçado**. 2008. 174 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil - Recursos Hídricos) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade

Estadual de Campinas - UNICAMP, Campinas, SP, 2008. Disponível em: <https://repositorio.unicamp.br/Busca/Download?codigoArquivo=464940>. Acesso em: 17 mar. 2024.

SANZ, G. *et al.* Leak Detection and Localization through Demand Components Calibration. **Journal of Water Resources Planning and Management**, [s. l.], v. 142, n. 2, p. 04015057, 2016.

SCHWALLER, J.; VAN ZYL, J. E. Implications of the Known Pressure-response of Individual Leaks for Whole Distribution Systems. **Procedia Engineering**, [s. l.], v. 70, p. 1513–1517, 2014.

SCHWALLER, J.; VAN ZYL, J. E. Modeling the Pressure-Leakage Response of Water Distribution Systems Based on Individual Leak Behavior. **Journal of Hydraulic Engineering**, [s. l.], v. 141, n. 5, p. 04014089, 2015.

SHAO, Y. *et al.* Leakage Control and Energy Consumption Optimization in the Water Distribution Network Based on Joint Scheduling of Pumps and Valves. **Energies**, [s. l.], v. 12, n. 15, p. 2969, 2019.

SOUZA, R. G. M. **OTIMIZAÇÃO DE MANOBRAS PARA LOCALIZAÇÃO DE VAZAMENTOS EM REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA: Uma Abordagem Baseada Em Transitórios Lentos**. 2025. Dissertação em andamento (Doutorado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídrico) - Programa de pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG, Belo Horizonte, MG, 2025.

TODINI, E.; PILATI, A. A gradient method for the solution of looped pipe networks. **Computer applications in water supply**, [s. l.], v. 1, p. 1–20, 1988.

UCHÔA, J. G. S. M. *et al.* Computational Simulation of the Flow Induced by Water Leaks in Pipes. **Journal of Irrigation and Drainage Engineering**, [s. l.], v. 149, n. 6, p. 04023011, 2023.

VAN ARSDEL, J. H. Consider Your Leak Detection Options. **Opflow**, [s. l.], v. 43, n. 4, p. 10–14, 2017.

VAN ZYL, J. E.; CASSA, A. M. Modeling Elastically Deforming Leaks in Water Distribution Pipes. **Journal of Hydraulic Engineering**, [s. l.], v. 140, n. 2, p. 182–189, 2014.

VAN ZYL, J. E.; CLAYTON, C. R. I. The effect of pressure on leakage in water distribution systems. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Water Management**, [s. l.], v. 160, n. 2, p. 109–114, 2007.

VAN ZYL, J. E.; LAMBERT, A. O.; COLLINS, R. Realistic Modeling of Leakage and Intrusion Flows through Leak Openings in Pipes. **Journal of Hydraulic Engineering**, [s. l.], v. 143, n. 9, p. 04017030, 2017.

VAN ZYL, J. E.; MALDE, R. Evaluating the pressure-leakage behaviour of leaks in water pipes. **Journal of Water Supply: Research and Technology - Aqua**, [s. l.], v. 66, n. 5, p. 287–299, 2017.

WDSA-CCWI. **WDSA/CCWI 2026**. [S. l.], 2025. Disponível em: <https://www.wdsa-ccwi2026.ucy.ac.cy/topics-2/>. Acesso em: 14 nov. 2025.

WOOD, D. J. Waterhammer Analysis—Essential and Easy (and Efficient). **Journal of Environmental Engineering**, [s. l.], v. 131, n. 8, p. 1123–1131, 2005.

WORLD HEALTH ORGANIZATION. **Guidelines for drinking-water quality: fourth edition incorporating first addendum**. 4th ed + 1st added. Geneva: World Health Organization, 2017. Disponível em: <https://iris.who.int/handle/10665/254637>. Acesso em: 16 mar. 2024.

YAHIA, M. *et al.* Non-Destructive Water Leak Detection Using Multitemporal Infrared Thermography. **IEEE Access**, [s. l.], v. 9, p. 72556–72567, 2021.

YU, J. *et al.* An Integrated Bottom-Up Approach for Leak Detection in Water Distribution Networks Based on Assessing Parameters of Water Balance Model. **Water**, [s. l.], v. 13, n. 6, p. 867, 2021.

ZHANG, T. *et al.* Optimized DMA Partition to Reduce Background Leakage Rate in Water Distribution Networks. **Journal of Water Resources Planning and Management**, [s. l.], v. 147, n. 10, p. 04021071, 2021.