



ALEXANDRE LUIZ COSTA DA SILVA

**VARIABILIDADE TEMPORAL DO FUNCIONAMENTO
HIDRÁULICO DE REDES DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA**

LAVRAS-MG

2020

ALEXANDRE LUIZ COSTA DA SILVA

**VARIABILIDADE TEMPORAL DO FUNCIONAMENTO HIDRÁULICO DE REDES
DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA**

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das Exigências do curso de Engenharia Civil, para a obtenção do título de Bacharel.

Prof. Dr. Michael Silveira Thebaldi

Orientador

LAVRAS-MG

2020

ALEXANDRE LUIZ COSTA DA SILVA

**VARIABILIDADE TEMPORAL DO FUNCIONAMENTO HIDRÁULICO DE REDES
DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA
TEMPORAL VARIABILITY OF WATER SUPPLY NETWORKS HYDRAULIC
OPERATION**

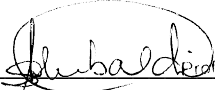
Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das Exigências do curso de Engenharia Civil, para a obtenção do título de Bacharel.

APROVADA em 18 de agosto de 2020.

Prof. Dr. Michael Silveira Thebaldi - UFLA

Prof. Dr. Tiago de Morais Faria Novais - UEMG

Prof. Dr. Victor Buono Silva Baptista - UFLA


Prof. Dr. Michael S. Thebaldi
Prof. Dr. Michael Silveira Thebaldi
Orientador

LAVRAS-MG

2020

RESUMO

O conhecimento acerca da variação do consumo de água tem papel fundamental quanto ao planejamento de sistemas de abastecimento de água potável, bem como suas futuras operações e manutenções. Dessa forma, torna-se essencial prever o funcionamento hidráulico de redes de abastecimento por meio da análise de cenários de consumo de água baseados na variabilidade temporal, assim, o objetivo deste estudo foi realizar simulações hidráulicas, com o auxílio do software EPANET 2.0, a fim de identificar possíveis alterações no comportamento hidráulico da rede. Para isso, foram criados quatro cenários de variação de consumo de água: diário, semanal, sazonal e de envelhecimento da tubulação em uma rede de abastecimento fictícia do tipo malhada, baseados em parâmetros de funcionamento definidos nas normas técnicas brasileiras em vigência e em dados apresentados na literatura nacional. Adicionalmente ao estudo, foram realizadas análises estatísticas para cada cenário, sendo identificado efeitos das estações do ano e das horas do dia para o cenário sazonal e apenas o efeito simples das horas diárias para o cenário de envelhecimento, sobre o funcionamento hidráulico da rede de abastecimento de água. Não foram identificados efeitos significativos para os demais cenários. Por meio da comparação da variação das vazões e pressões dinâmicas com o aumento da demanda de água nos diferentes cenários, foi verificado que a variabilidade temporal tem influência significativa sobre o seu funcionamento hidráulico, na qual o funcionamento crítico, isto é, as menores pressões e maiores vazões médias, foram registradas em época de verão em horários próximos ao meio-dia.

Palavras-chave: Consumo de Água Potável; EPANET 2.0; Hidráulica de Sistemas Urbanos; Rede Malhada.

ABSTRACT

The water consumption pattern has a fundamental role in the planning of water supply systems, as well as their future operations and maintenance. Thus, it is essential to predict the water supply networks hydraulic operation through the analysis of water consumption scenarios based on temporal variability. Therefore, the goal of this study was to perform hydraulic simulations, with the support of the EPANET 2.0 software, in order to identify possible changes in the water network's behavior. For this, four scenarios of water consumption variation were created: daily, weekly, seasonal and aging of the pipe in a fictitious looped network, based on operating parameters defined in the current Brazilian technical regulations and on data presented in national literature. In addition to the study, statistical analyzes were implemented for each scenario, being identified the effects of the seasons and the hours of the day for the seasonal scenario and only the simple effect of daily hours for the aging scenario, on the water supply network hydraulic operation. No significant effects were identified for the other scenarios. By comparing the variation in flow and pressure with the increase in water demand in different scenarios, it was found that the temporal variability has a significant influence on its hydraulic functioning, in which the critical functioning, that is, the lowest pressures and highest average flows, were recorded in the summer season at times close to noon.

Keywords: Water Consumption; EPANET 2.0; Urban Hydraulic Systems; Looped Network.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Objetivos	2
1.1.1	Geral	2
1.1.2	Específicos.....	2
2	REFERENCIAL TEÓRICO.....	3
2.1	Abastecimento de água potável	3
2.2	Características espaciais e temporais da demanda por água no meio urbano	5
2.3	Redes de distribuição de água potável	8
2.3.1	Concepções e componentes.....	8
2.3.2	Parâmetros de projeto	13
2.3.3	Hidráulica aplicada.....	16
2.4	O modelo EPANET	23
3	MATERIAL E MÉTODOS.....	26
3.1	Dados do Loteamento e da rede de Distribuição de Água	26
3.2	Critérios de Projeto	27
3.3	Padrões para Cálculos, Simulações Hidráulicas e Cenários de Variação de Consumo de Água	28
3.3.1	Variação Diária do Consumo	29
3.3.2	Variação Semanal do Consumo	29
3.3.3	Variação Sazonal do Consumo	30
3.3.4	Envelhecimento da Tubulação da Rede	31
3.3.5	Análise Estatística	31
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO	33
4.1	Cenário de Variação Diária do Consumo.....	33
4.2	Cenário de Variação Semanal do Consumo	36
4.3	Cenário de Variação Sazonal do Consumo	38
4.4	Cenário de Envelhecimento da Tubulação na Variação Diária do Consumo	46
5	CONCLUSÃO	52
	REFERÊNCIAS	53

1 INTRODUÇÃO

Uma rede de distribuição é a parte mais cara e também a mais importante em um sistema de abastecimento, já que se encontra mais próxima do destino final da água, isto é, dos usuários, e por isso, deve ser concebida com o objetivo de suprir as exigências técnicas demandas pelas normas de engenharia, de modo a assegurar a qualidade da água, que está intrinsecamente ligada à saúde da população atendida, além de garantir às necessidades básicas quanto à quantidade de água demandada. Entretanto, no campo prático, fatores como localização e disposição no meio urbano, tornam a manutenção e operação rotineira dessas redes bastante limitada, exigindo um planejamento e dimensionamento ainda mais criterioso e eficiente, incluindo seu horizonte temporal de funcionamento.

Em um sistema de abastecimento de água potável, a quantidade de água consumida varia continuamente em função do tempo, das condições climáticas, dos hábitos e crescimento populacionais e do funcionamento hidráulico da rede. Dentre as diversas formas de variação no consumo de água, as diárias e horárias têm papel fundamental já na etapa de dimensionamento não só da rede de abastecimento, mas de todo equipamento destinado ao abastecimento de água, operação e manutenção dos sistemas de abastecimento.

Dada a importância do planejamento de uma rede de abastecimento e sua dependência da variabilidade temporal de fatores e variáveis que determinam seu funcionamento hidráulico, durante a etapa de concepção e dimensionamento de uma rede de abastecimento de água potável, é interessante a modelagem e simulação de cenários relativos à variação do consumo bem como mudanças das características do conjunto de tubulações ou mesmo outros constituintes do sistema hidráulico, a fim de se chegar a um ponto ótimo de equilíbrio entre um projeto que é viável técnica e economicamente no presente e que desempenhe sua função no futuro.

Para tal, vários recursos computacionais desde os mais simples até os mais complexos podem ser usados para a avaliação do funcionamento hidráulico destes sistemas. Um deles, o software EPANET 2.0 (*U.S Environmental Protection Agency, 2000*), é uma ferramenta gratuita e que permite, de forma dinâmica, a realização do cálculo de sistemas simples e complexos de tubulações, incluindo a inserção de padrões de demanda por água nestas, portanto, possibilita a identificação de peculiaridades em cada simulação que tenham o potencial de alterar o funcionamento hidráulico de uma rede de abastecimento de água.

1.1 Objetivos

1.1.1 Geral

Determinar os efeitos da variabilidade temporal sobre o comportamento hidráulico de uma rede de abastecimento de água potável fictícia do tipo malhada, valendo-se de um software auxiliar e testes estatísticos para a análise comparativa entre vazões e pressões da rede.

1.1.2 Específicos

- Conceber a rede de abastecimento de água potável no software EPANET 2.0;
- Definir os padrões de consumo e parâmetros de entrada no software a partir de dados publicados na literatura técnico-científica nacional e em conformidade com a norma NBR 12218/2017;
- Modelar e simular os cenários de funcionamento hidráulico da rede de abastecimento estudada, de acordo a variabilidade temporal estabelecida pela: hora do dia, dia da semana, sazonalidade (estações de Verão e Inverno) e envelhecimento da tubulação;
- Comparar o efeito das fontes de variação estabelecidas em cada cenário sobre a variabilidade temporal das vazões e pressões na rede de abastecimento, por meio do uso de testes estatísticos.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Abastecimento de água potável

Entende-se como água potável aquela que atenda ao padrão de potabilidade, portanto, que não ofereça riscos à saúde da população consumidora (Ministério da Saúde, 2011). Dois terços da população mundial atualmente vivem em áreas que passam pela escassez de água por, pelo menos, um mês ao ano. Cerca de 500 milhões de pessoas vivem em áreas onde o consumo de água excede os recursos hídricos localmente renováveis. Áreas altamente vulneráveis, onde os recursos não renováveis (ou seja, as águas subterrâneas fósseis) continuam a diminuir, tornaram-se altamente dependentes das transferências vindas de áreas com água abundante e estão buscando ativamente fontes alternativas acessíveis (Relatório das Nações Unidas, 2017).

Globalmente, segundo dados do Relatório das Nações Unidas (2017), a demanda de água deverá aumentar significativamente nas próximas décadas. Além do setor agrícola, que é responsável por 70% das captações de água em todo o mundo, grandes aumentos da demanda de água são previstos para a indústria e produção de energia. A urbanização acelerada e a expansão dos sistemas municipais de abastecimento de água e saneamento também contribuem para a crescente demanda.

No Brasil, de acordo a Agência Nacional de Águas - ANA (2018), o consumo de água é distribuído da seguinte forma: irrigação (66,1%), uso animal (11,6%), indústria (9,5%), abastecimento urbano (9,1%), abastecimento rural (2,5%), mineração (0,9%) e termelétricas (0,3%).

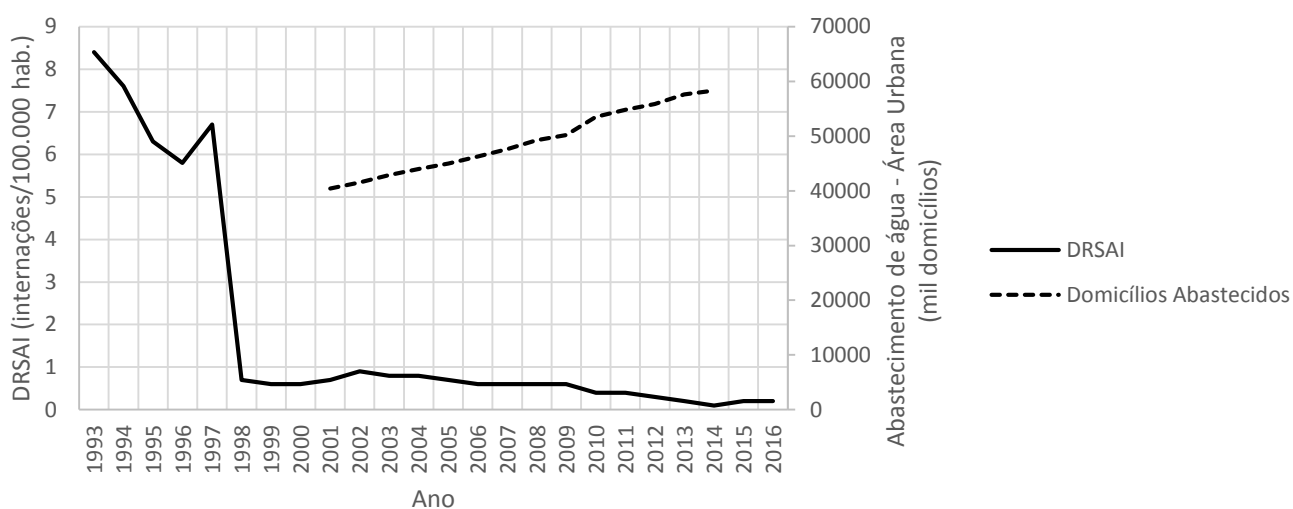
O abastecimento de água no território brasileiro atende 5.146 municípios, e abrange uma população total de 169,1 milhões. O consumo médio é de 154,9 L/hab.dia, a extensão da rede nacional apresenta 662.600 km e existem cerca de 57,2 milhões de ligações de água. Em relação aos investimentos no setor, foram gastos 5,57 e 5,75 bilhões de reais, nos anos de 2017 e 2018, respectivamente (Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento – SNIS, 2018).

Dentre as principais prioridades para o atendimento de saneamento básico às populações, há um destaque especial para o sistema de abastecimento de água, por sua importância ligada à saúde e ao desenvolvimento industrial e econômico. A água é o principal vetor de transmissão de doenças infecciosas, portanto as constantes melhorias do saneamento ambiental, principalmente no que se refere aos sistemas de abastecimento de água, são as que causam maior impacto e eficiência na redução dessas doenças (TSUTIYA, 2006).

Ainda segundo o mesmo autor, sem a presença de organismos patogênicos, além de reduzir a contaminação humana, a água traz benefícios em diversas formas de sua utilização,

tais como: preparação de alimentos; higiene pessoal e hidratação corporal. Um sistema de abastecimento de água eficiente e de qualidade é capaz de oferecer as mesmas condições favoráveis de conforto, higiene e bem-estar para todas as camadas sociais, fato esse que gera resultado imediato em relação à demanda por serviços de saúde, uma vez que há um alívio no orçamento dos setores de Saúde, da Previdência e da Educação (TSUTIYA, 2006). Os dados apresentados na Figura 1 ajudam a apresentar o sistema de abastecimento de água como uma importante ferramenta para a saúde pública.

Figura 1 – Relação entre doenças relacionadas ao saneamento ambiental inadequado (DRSAI) e o abastecimento de água na área urbana no Brasil.



Fonte: IBGE (2016).

Com a análise do gráfico apresentado na Figura 1, é possível identificar uma relação inversamente proporcional entre abastecimento de água potável à população e internações devido a doenças relacionadas ao saneamento deficitário, isto é, quanto maior for o número de domicílios atendidos por sistemas de abastecimento de água com qualidade e quantidade adequadas, menor será o número de internações (IBGE, 2016).

Durante muito tempo a operação de sistemas de abastecimento de água no Brasil foi deixada em segundo plano, porém, os benefícios, principalmente econômicos e de qualidade dos serviços, têm feito com que as prestadoras e concessionárias de serviços de saneamento dediquem um maior foco ao abastecimento eficiente de água para as todas as regiões do território nacional (TSUTIYA, 2006). A situação de abastecimento no Brasil, apresentada em dados percentuais e por regiões (TABELA 1), pode ser considerada razoavelmente boa, já que, em um âmbito geral, possui um elevado percentual médio de cobertura no abastecimento de água por rede.

Tabela 1 – Percentual de cobertura no abastecimento de água por região do território nacional.

Região	% cobertura
Norte	57,05
Nordeste	74,21
Sudeste	91,03
Sul	90,19
Centro-Oeste	88,98
Brasil	83,62

Fonte: SNIS (2018).

Porém, ao distribuir água para garantir consumo, os sistemas sofrem perdas na distribuição, que na média nacional alcançam 38,45% (SNIS, 2018). Com o elevado índice de perdas, há uma significativa redução no faturamento das empresas e, conseqüentemente, sua capacidade de investir em sistemas mais eficientes de abastecimento de água também é reduzida (ABES, 2015).

Em um mundo onde as demandas de água doce estão crescendo continuamente e onde os recursos hídricos, de acesso já limitado, são cada vez mais desgastados por excesso de captação, poluição e mudanças climáticas, negligenciar as oportunidades decorrentes da gestão melhorada de águas residuais é nada menos que impensável (Relatório das Nações Unidas, 2017).

2.2 Características espaciais e temporais da demanda por água no meio urbano

Para Guidi (2016), compreender o comportamento da variação de consumo de água é de fundamental importância para soluções mais seguras e econômicas na gestão da operação, manutenção, ampliação e dimensionamento de sistemas de abastecimento; e o ritmo ascendente de crescimento populacional influencia na complexidade desses sistemas.

Segundo dados da ANA (2018), a demanda por uso de água no Brasil é crescente, com aumento estimado de aproximadamente 80% no total retirado de água nas últimas duas décadas. A previsão é de que, até 2030, a retirada aumente 26%. O histórico da evolução dos usos da água está diretamente relacionado ao desenvolvimento econômico e ao processo de urbanização do país.

Conforme apresenta Tsutiya (2006), o consumo de água varia continuamente em função do tempo, das condições climáticas, dos hábitos populacionais. Normalmente o consumo é maior no verão quando as pessoas utilizam mais água para o banho, lazer e regas de jardim. Os hábitos e nível de vida da população também refletem na utilização de água, isto é, quanto mais elevado o poder socioeconômico das pessoas, maior será o consumo em decorrência do maior

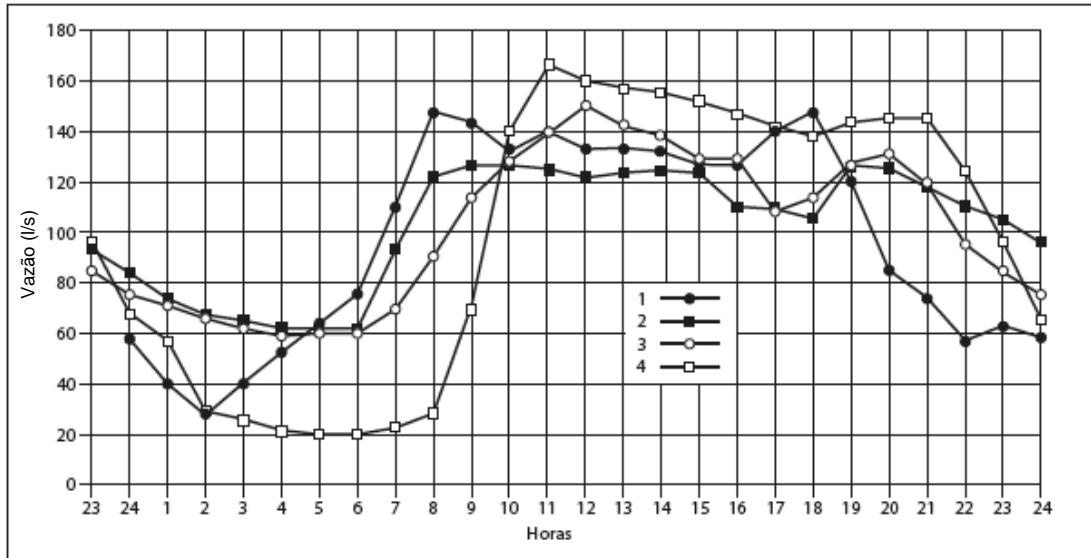
uso de água, resultante do emprego de eletrodomésticos (máquinas de lavagem de roupas, pratos, automóveis, dentre outras aplicações) que visam trazer conforto e facilidades à vida.

De modo geral, para o abastecimento de uma determinada região ocorrem variações instantâneas, anuais, mensais, diárias e horárias da demanda de água, sendo essas duas últimas as mais importantes para o dimensionamento e operação dos sistemas de abastecimento. A análise das variações diárias do consumo de água fornece o coeficiente do dia de maior consumo (K_1), o qual expressa a razão entre o maior consumo diário no ano e o consumo médio diário no ano. Já as variações horárias fornecem o coeficiente da hora de maior consumo (K_2), o qual representa a razão entre a maior vazão horária no dia e a vazão média do dia (TSUTIYA, 2006).

Nos locais onde o fator da sazonalidade é muito influente no consumo de água, ou seja, regiões com clima muito variável e estações do ano muito distintas, os valores de K_1 a serem utilizados são elevados. Com um grande número de reservatórios domiciliares existentes, o consumo horário sofre uma redução em seus picos, o que tende a reduzir os valores do coeficiente K_2 , entretanto, como esses reservatórios devem ser desprezados, tanto por serem possíveis pontos de contaminação e afetarem a qualidade da água, quanto por aspectos energéticos e custos de implantação, recomenda-se então, o uso de um K_2 pleno nas previsões de consumo de maior alcance de tempo (AZEVEDO NETTO; FERNÁNDEZ, 2015).

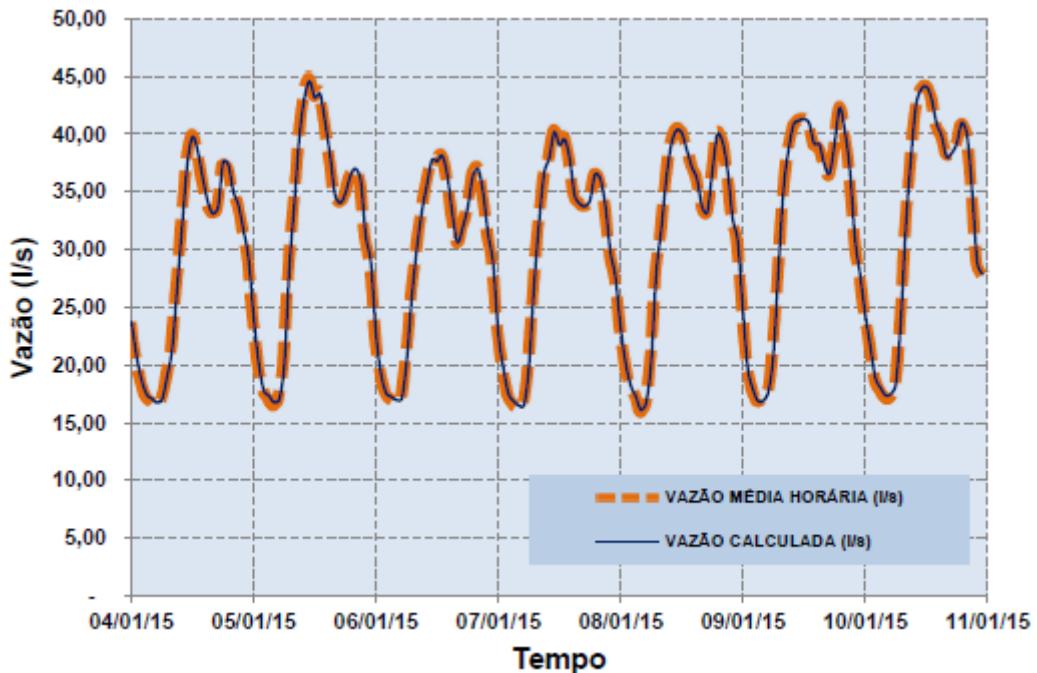
Neste contexto, são apresentadas a variação horária do consumo de água ao longo do dia em quatro cidades brasileiras (FIGURA 2) e a variação semanal do consumo na cidade de Franca - SP (FIGURA 3).

Figura 2 – Consumo horário de água mostrando a variação ao longo do dia em quatro localidades brasileiras.



Série 1: Campinas, SP, out. 1945; Série 2: Setor de São Paulo, SP, 19 dez. 1952; Série 3: Vila Velha, ES, 11 out. 2005; Série 4: Serra, ES, 20 out. 2005. Fonte: Azevedo Netto e Fernández (2015).

Figura 3 – Variação semanal do consumo de água no município de Franca – SP.



Fonte: Guidi (2016).

Há meses em que a demanda de água é maior, como nos dias mais quentes e secos. Por outro lado, no mesmo mês ou semana, existem dias que a demanda assume valores maiores ou menores sobre a média. Durante o dia, a demanda varia continuamente e, portanto, a vazão conduzida pela rede pública varia continuamente; a vazão supera o valor médio e atinge valores máximos, por volta do meio-dia. Já no período noturno, o consumo cai abaixo da média,

apresentando valores mínimos nas primeiras horas da madrugada (AZEVEDO NETTO; FERNÁNDEZ, 2015).

2.3 Redes de distribuição de água potável

Rede de distribuição de água é a unidade do sistema que conduz a água aos pontos de consumo em quantidade adequada, sob pressão estabelecida suficiente sem que haja perda de qualidade do líquido. É formada por um conjunto de acessórios, conexões e tubulações, os quais normalmente acompanham o traçado das ruas e passeios formando assim uma “rede” de transporte de água em uma determinada região (AZEVEDO NETTO; FERNÁNDEZ, 2015). Em geral, é o componente de maior custo do sistema de abastecimento de água, representando cerca de 50 a 75% do custo total de todas as obras do sistema (TSUTIYA, 2006).

Conforme estudos de Silva, Thebaldi e Novais (2019), para um loteamento com uma área total de 8,7 ha, composto por 29202,31 m² de área de vias urbanas (33,57% da área total do loteamento), o custo de implantação da rede de distribuição ramificada para um consumo per capita de água de 150 L/hab.dia e 350 L/hab.dia foi de R\$ 83.425,73 e R\$ 85.785,39, respectivamente. Vale ressaltar que esses valores foram obtidos considerando os critérios de dimensionamento da NBR 12218/2017, além disso, a composição do custo total conta com serviços escavação mecanizada de vala, assentamento de tubo, escoramento de vala e reaterro mecanizado de vala, os quais representaram 81,52% e 81,57% do valor total, para as vazões de 150 L/hab.dia e 350 L/hab.dia, respectivamente.

Tsutiya (2006) ainda apresenta a complexidade de vigilância, manutenção e operação das redes de distribuição quando comparadas aos demais componentes do sistema de abastecimento, tais como: obras de captação, adução, tratamento e reservatórios, justamente por essas serem obras visíveis e visitáveis constantemente. Porém, isso não quer dizer que o sistema de distribuição não possa ser operado. Pelo contrário, devido ao fato de serem a parte mais próxima do consumidor, as redes de distribuição merecem atenção especial, principalmente em relação à qualidade e a perda de água. Esses dois aspectos devem ser preocupações contínuas dos agentes responsáveis pelo abastecimento de água.

2.3.1 Concepções e componentes

Como estabelecido na NBR 12211 (ABNT, 1992), a análise de concepções de redes de distribuição de água é definida como o estudo de arranjos, sob os pontos de vista quantitativo e qualitativo, das diferentes partes do sistema, organizadas de modo a integrarem um todo, para

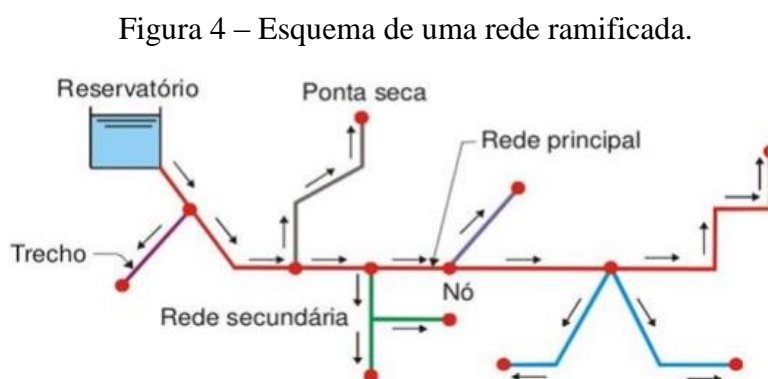
escolha de uma concepção básica, a qual é dada como a melhor solução sob pontos de vista técnico, social e econômico-financeiro. A comparação econômica das diferentes concepções técnicas deve ser feita considerando os valores de investimento ao longo do plano e as despesas de operação e manutenção, portanto, o estudo de concepção deve conter estimativa de custos para cada parte ou unidade do sistema.

Segundo Azevedo Netto e Fernández (2015), outros elementos básicos importantes devem ser levados em conta na etapa de escolha da concepção, tais como: configuração topográfica e características geológicas e geotécnicas da região; compatibilidade entre as partes do projeto proposto; integração com eventual concepção pré-existente; etapas de implantação e método de operação do sistema.

Os condutos que formam uma rede de distribuição de água podem ser classificados em dois tipos: condutos principais e condutos secundários. Os condutos principais apresentam um maior diâmetro da tubulação, sendo responsáveis por alimentar os condutos secundários. Já esses possuem um menor diâmetro e têm a função de realizar o abastecimento direto das instalações prediais a serem atendidas pelo sistema (AZEVEDO NETTO; FERNÁNDEZ, 2015).

De acordo com a disposição dos condutos principais e o sentido de escoamento nas tubulações secundárias, as redes de distribuição são classificadas como: ramificada, malhada e mista (TSUTIYA, 2006).

Uma rede é classificada como ramificada (FIGURA 4) quando o abastecimento é feito a partir de uma rede principal, alimentada por um reservatório ou uma estação elevatória, e a distribuição se dá por condutos (redes) secundárias, sendo conhecido o sentido da vazão em um qualquer trecho dessa concepção (TSUTIYA, 2006).

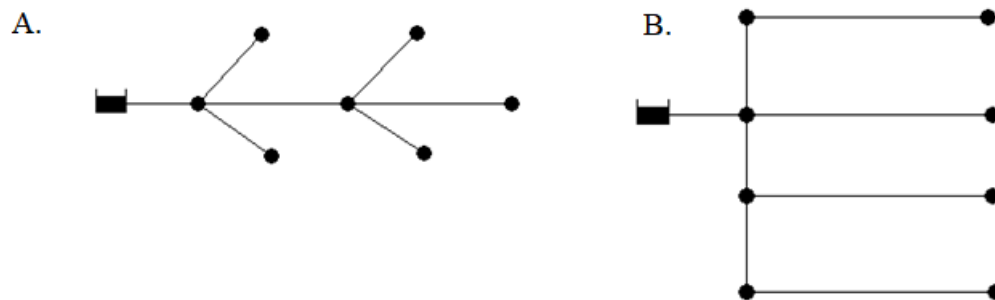


Fonte: Tsutiya (2004).

Conforme Tsutiya (2006), na rede ramificada, um acidente que interrompa o escoamento em uma única tubulação, compromete todo o abastecimento nos condutos situados a jusante dela. Na concepção apresentada na Figura 4, os pontos de derivação de vazões são denominados nós, a tubulação entre dois nós é chamada de trecho e a ponta seca (ou extremidade morta) é onde não há fluxo de água a jusante.

Dependendo da disposição das tubulações principais os traçados das redes ramificadas podem ser caracterizados como: em espinha de peixe (FIGURA 5A), na qual a partir de um conduto central, derivam-se ramificações; em grelha (FIGURA 5B), onde as tubulações principais são paralelas e interligadas por outro conduto principal que as alimenta (TSUTIYA, 2006).

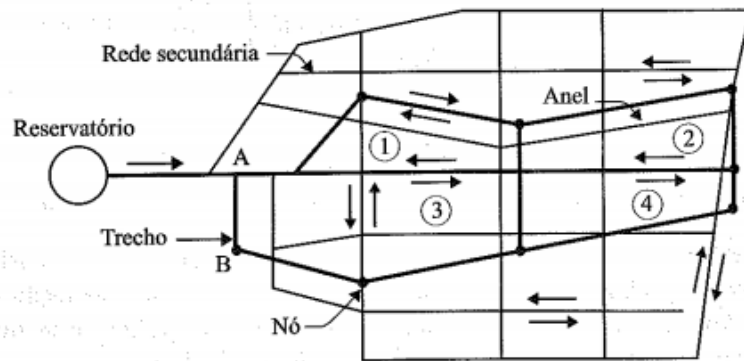
Figura 5 – Rede ramificada com traçado em espinha de peixe (A) e rede ramificada com traçado em grelha (B).



Fonte: O autor (2020).

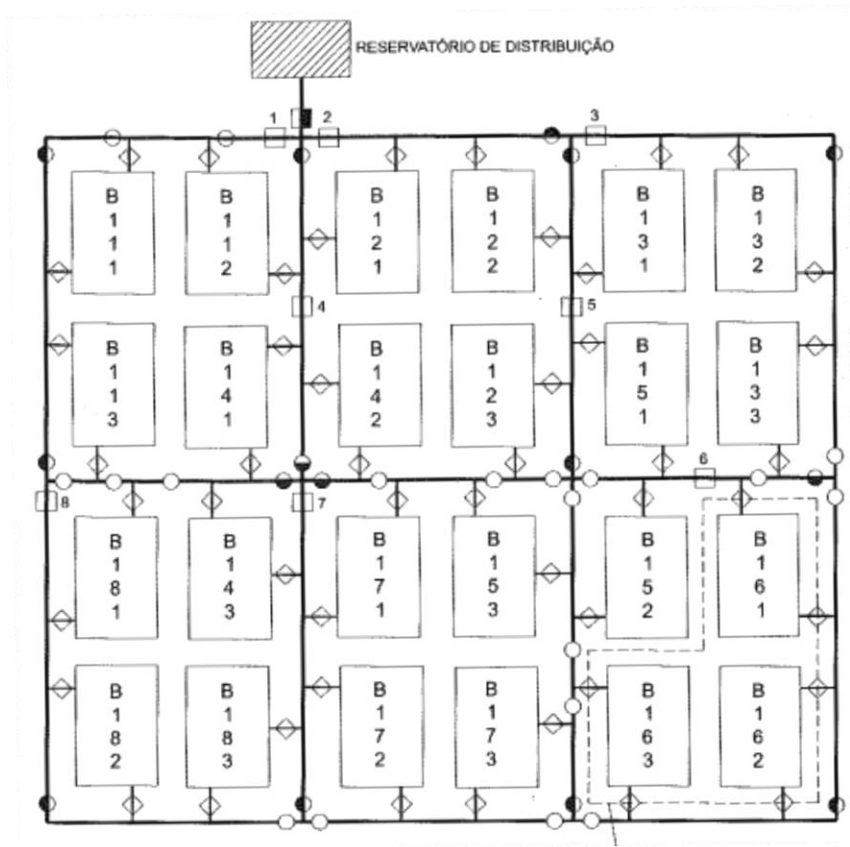
Ainda segundo o mesmo autor, as redes malhadas são compostas por tubulações principais que formam anéis ou blocos, de modo que o abastecimento possa ser feito por mais de um caminho, flexibilizando a manutenção da rede com o mínimo de interrupção no fornecimento de água. Apesar dessas facilidades e devido a elas, etapas de cálculo, implantação e estudo de sentido do escoamento dessa concepção tornam-se bem mais complexos do que as redes ramificadas. A rede malhada pode ser: em forma de anéis (FIGURA 6), sendo esse o tipo mais comum implantado na maioria das cidades e necessitando de um dimensionamento eficiente para evitar grandes perdas de água; formada por blocos (FIGURA 7), a qual possui maior facilidade de implantação e melhor controle de vazões e perdas.

Figura 6 – Esquema de uma rede malhada com quatro anéis.



Fonte: Tsutiya (2006).

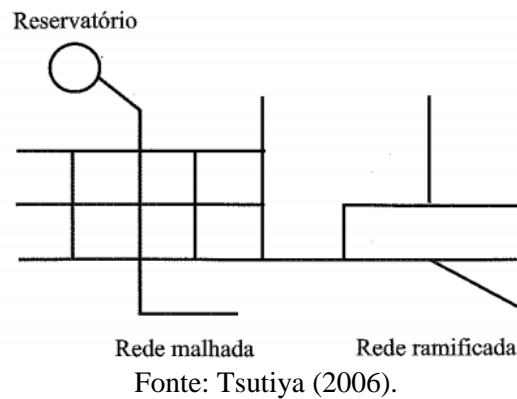
Figura 7 – Esquema de rede malhada em blocos.



Fonte: Tsutiya (2006).

Por fim, as redes mistas (FIGURA 8) consistem na associação de redes ramificadas com redes malhadas (TSUTIYA, 2006).

Figura 8 – Esquema de rede mista.



Azevedo Netto e Fernández (2015) e Tsutiya (2006) fornecem algumas recomendações, com o intuito de promover maior eficiência ao sistema de distribuição:

- Sempre que possível, as canalizações de água potável devem ser assentadas em valas situadas a mais de 3 metros dos esgotos;
- Nos cruzamentos, a distância vertical deve ser no mínimo 1,80 metros. Caso não seja possível realizar essa separação, recomenda-se cuidados especiais para a proteção de água contra contaminação pelos esgotos;
- As tubulações principais do sistema de distribuição devem ser implantadas em vias ou áreas públicas, deve-se dar preferência as vias não pavimentadas, nas quais o trânsito não seja intenso, e onde as condições do solo sejam boas, tanto pela facilidade de execução do projeto quanto para a segurança ao evitar futuros recalques e movimentações indesejadas dos condutos da rede;
- As tubulações secundárias, sempre que possível, devem ser dispostas sob os passeios. Dependendo do tipo de pavimento, da largura e da intensidade do trânsito na via, pode ser necessário a adoção de uma rede dupla, isto é, uma rede secundária em cada passeio.

Os principais materiais de tubulações utilizados em sistemas de distribuição são: de ferro fundido cinzento e ferro fundido dúctil, de PVC (policloreto de vinila), de polietileno (PE) e de fibrocimento. Atualmente, os mais aplicados em redes de distribuição são o ferro fundido dúctil e PVC, sendo que, os tubos de polietileno (PE) ainda são utilizados, porém em baixa quantidade (TSUTIYA, 2006).

2.3.1.1 Órgãos e equipamentos acessórios

De acordo com Tsutiya (2006), os principais órgãos e equipamentos acessórios de uma rede de distribuição de água são: válvula de manobra; válvula de descarga; ventosas; válvula redutora de pressão; válvula sustentadora de pressão e hidrante.

Segundo a norma NBR 12218 (ABNT, 2017), em um conduto secundário deve ser prevista válvula de manobra junto ao ponto de ligação ao conduto principal. Devem também ser previstas válvulas de descarga nos pontos baixo da rede. Essa deve ser disposta para esvaziar totalmente a tubulação e impedir a entrada de ar. O diâmetro mínimo da mesma, em tubulação, com diâmetro igual ou maior que 100 mm, deve ser de 100 mm, e, com diâmetro inferior a 100 mm, deve ser de 50 mm. Nos pontos altos dos condutos principais, devem ser previstas ventosas, protegidas do contato com a água de inundação ou de saturação do solo.

A mesma norma também afirma que a operação de um setor de manobra deve garantir o abastecimento do restante da rede com vazões previstas dentro dos limites especificados e que o isolamento desses setores deve ser feito pelo menor número de válvulas possível.

Por fim, a norma prevê que o projeto de redes deve ser planejado de forma a possibilitar a manutenção de todos os órgãos e equipamentos acessórios, sem remover ou danificar a tubulação.

2.3.2 Parâmetros de projeto

A norma NBR 12218 (ABNT, 2017) estabelece que condições relacionadas com pressão, velocidade e perda de carga unitária devem ser constantes focos de atenção durante a elaboração de projetos de rede de água. Guimarães, Carvalho e Silva (2007) também afirmam que para a elaboração de projetos de abastecimento de água, é necessário um conhecimento específico a respeito da vazão do sistema e a demanda de água na cidade, onde considera o número de habitantes a serem abastecidos, a quantidade de água consumida por pessoa e os empreendimentos a serem atendidos.

Esses empreendimentos devem ter sua capacidade determinada para as necessidades imediatas e para o atendimento futuro, prevendo-se a construção por partes. O período de atendimento dos empreendimentos, também conhecido como alcance (ou horizonte), varia geralmente de 10 a 30 anos. Logo, os sistemas de distribuição de água devem ser projetados para funcionar continuamente, com uma pressão adequada em qualquer ponto da rede, a qual deve planejada de forma a garantir uma boa circulação da água, tolerando um número mínimo de pontas sem circulação (AZEVEDO NETTO; FERNÁNDEZ, 2015).

Conforme Riccaldone (2016) dois tipos de pressões são importantes para o estudo das redes de distribuição de água:

- a) Pressão estática: pressão da água quando ela está parada dentro da tubulação. O seu valor é medido em mca (metro de coluna d'água), sendo $1 \text{ mca} \approx 1 \text{ kgf/cm}^2$;
- b) Pressão dinâmica: pressão da água quando ela está em movimento. Esta pressão depende dos diâmetros dos tubos e do traçado de rede adotado. O seu valor é dado pela pressão estática menos as perdas de carga distribuídas e localizadas.

Conforme a norma NBR 12218 (ABNT, 2017), tem-se para essas pressões os valores: 10 mca ($\approx 100 \text{ kPa}$) para a pressão dinâmica mínima e 50 mca ($\approx 500 \text{ kPa}$) para a pressão estática máxima.

A fixação de pressões máximas é função da resistência das tubulações e controle das perdas de água. É recomendável que as pressões mínimas, quando respeitadas, tornem as máximas as menores possíveis. Para atender aos limites de pressão, a rede deve ser subdividida em zonas de pressão (alta, média e baixa), sendo cada zona abastecida por um reservatório de distribuição. Vale ressaltar que, as pressões estáticas e dinâmicas são referidas ao nível de água (NA) máximo e mínimo respectivamente, desses reservatórios de distribuição. Geralmente para atender a zona alta utiliza-se de um reservatório elevado, e para atender a zona média ou baixa, utiliza-se de reservatório apoiado, semienterrado, enterrado e /ou válvula redutora de pressão. Os valores de pressão estática superiores a máxima e da pressão dinâmica inferiores à mínima podem ser aceitos, desde que sejam justificados economicamente e tecnicamente (TSUTIYA, 2006).

De acordo com a norma NBR 12218 (ABNT, 2017), as restrições na velocidade estão relacionadas com a segurança, com a durabilidade das canalizações e com o custo de implantação. Para baixas velocidades o material será mais bem conservado tendo uma maior durabilidade. Esta velocidade está limitada a 0,6 m/s, já que um valor abaixo desse pode resultar na deposição de sedimentos nas canalizações. Nas velocidades altas, o valor se limita a 3,5 m/s, pois valores muito elevados podem gerar alto desgaste, além de prováveis rompimentos na tubulação.

Segundo a mesma norma, é recomendado um diâmetro mínimo de 50 milímetros para as tubulações secundárias. Já para a tubulação principal recomenda-se 100 milímetros, admitindo-se 75 milímetros. Entretanto, recomendações como DN 50 mm para diâmetro

mínimo parecem não aplicáveis a cidades médias e grandes ou quando se pensa em trabalhar sem reservatórios domiciliares (AZEVEDO NETTO; FERNÁNDEZ, 2015).

Pela norma NBR 12211 (ABNT, 1992), os consumidores a serem considerados no abastecimento de água compreendem estabelecimentos industriais, residenciais e públicos. A população abastecida deve ser constituída, no alcance do plano, de: pelo menos 80% da população residente, isto é, pessoas que têm domicílio como residência habitual, quando o percentual não for fixo; e parcelas das populações flutuantes, pessoas vindas de outras comunidades para a área abastecida impondo um consumo unitário é semelhante ao da população residente, e temporárias, pessoas vindas de outras comunidades para a área abastecida impondo consumo unitário inferior ao atribuído à população, enquanto presentes na área abastecida. A população residente deve ser avaliada mediante a extrapolação de tendências de crescimento, definidas por dados estatísticos para constituir uma série histórica, tendo em vista a aplicação de modelos matemáticos aos dados do IBGE, além do emprego de métodos que considerem os índices de natalidade, mortalidade, crescimento vegetativo e correntes migratórias, lembrando que a projeção populacional deve ser atualizada a cada levantamento censitário do IBGE, por ocasião da implantação de etapas futuras.

Segundo Riccaldone (2016), para levar em conta as variações diárias de demanda ao longo do ano, a vazão média deve ser multiplicada por um coeficiente de reforço K_1 , o qual é definido como coeficiente do dia de maior consumo e seus valores usuais são 1,2 e 1,25. Como o consumo de água varia também com o decorrer do dia, são previstos reservatórios de distribuição com capacidade suficiente para suprir as vazões necessárias ao decorrer do dia nas horas de maior consumo, expresso por outro coeficiente de reforço denominado K_2 , cujo valor usual é 1,5. Um resumo dos parâmetros, e seus respectivos valores, estabelecidos na norma NBR 12218/2017 é apresentado na Tabela 2.

Tabela 2 – Resumo dos parâmetros de projetos de redes para abastecimento de água propostos pela NBR 12218/2017

Pressão máxima (estática)	500 kPa (\approx 50 mca)
Pressão mínima (dinâmica)	100 kPa (\approx 10 mca)
Diâmetro nominal mínimo	DN 50 mm
Velocidade máxima	3,50 m/s
Velocidade mínima	0,60 m/s

Fonte: NBR 12218 (ABNT, 2017).

Azevedo Netto e Fernández (2015) indicam que alguns desses parâmetros seguem limites de bom senso como, por exemplo, os valores de pressão, para evitar o desperdício de

energia, a deterioração da tubulação e a perda de água. Para atender tais limites, a rede de distribuição deve ser dividida em zonas de pressão, cada qual com seu reservatório próprio e/ou válvulas de redução de pressão (VRP) na interligação de tubulações nas quais a pressão é muito próxima da máxima permitida.

2.3.3 Hidráulica aplicada

Para análise hidráulica das redes utiliza-se a equação da continuidade, a qual estabelece na condição de equilíbrio, ser nula a soma algébrica das vazões em cada nó da rede, e na aplicação de uma equação de resistência na forma ($\Delta H = KQ^n$) aos vários trechos, em que ΔH representa a perda de carga, Q a vazão, K e n as constantes adotadas. Como objetivo, deve-se determinar as vazões nos trechos e as cotas piezométricas nos nós, a partir do conhecimento da vazão de distribuição do sistema. Normalmente, as cargas cinéticas e as perdas de carga localizadas são negligenciadas no cálculo de rede, já que seus valores são, consideravelmente, inferiores aos da perda de carga distribuída (PORTO, 2006).

A rede de distribuição de água deverá ser dimensionada para uma vazão denominada vazão de distribuição (TSUTIYA, 2006), conforme apresentada na Equação 1:

$$Q = \frac{P \times q \times K_1 \times K_2}{86400} \quad (1)$$

onde:

Q = vazão de distribuição, na hora de maior consumo do dia de maior consumo (l/s);

P = população abastecida a ser considerada no projeto (habitantes);

q = taxa de consumo médio anual per capita (l/hab.dia);

K_1 = coeficiente do dia de maior consumo;

K_2 = coeficiente da hora de maior consumo.

Conforme o mesmo autor, dividindo-se a vazão de distribuição (Q) pela extensão da rede ou pela área a ser abastecida obtêm-se:

- Vazão específica relativa à extensão da rede (q_m) – Equação 2:

$$q_m = \frac{P \times q \times K_1 \times K_2}{86400 \times L} \quad (2)$$

onde:

q_m = vazão de distribuição em marcha, por comprimento linear de tubulação (l/s.m);

L = comprimento total da canalização que efetivamente distribui água (m).

- Vazão específica relativa à área (q_d) – Equação 3:

$$q_d = \frac{P \times q \times K_1 \times K_2}{86400 \times A} \quad (3)$$

onde:

q_d = vazão de distribuição em marcha, por área abastecida (l/s.ha);

A = área a ser abastecida (ha).

Para uma rede de distribuição ramificada, devem ser consideradas também vazão a jusante, vazão em marcha, vazão a montante e vazão fictícia (AZEVEDO NETTO; FERNÁNDEZ, 2015), sendo essas:

- Vazão a jusante (Q_j):

Na extremidade de um ramal (ponta seca) – Equação 4 e na extremidade de jusante de um trecho qualquer – Equação 5

$$Q_j = 0 \quad (4)$$

$$Q_j = q_m * \sum L \text{ (trechos a jusante)} \quad (5)$$

onde:

Q_j = vazão a jusante (l/s);

L = comprimento dos trechos a jusante (m).

- Vazão em marcha (q_i) – Equação 6:

$$q_i = q_m * L \quad (6)$$

onde:

q_i = vazão em marcha do trecho em análise (l/s);

L = comprimento do trecho em análise (m).

- Vazão a montante (Q_m) – Equação 7:

$$Q_m = Q_j + q_m * L = Q_j + q_i \quad (7)$$

onde:

Q_m = vazão a montante do trecho em análise (l/s);

- Vazão fictícia (Q_f) – Equação 8:

$$Q_f = \frac{Q_m + Q_j}{2} \quad (8)$$

onde:

Q_f = vazão fictícia (l/s).

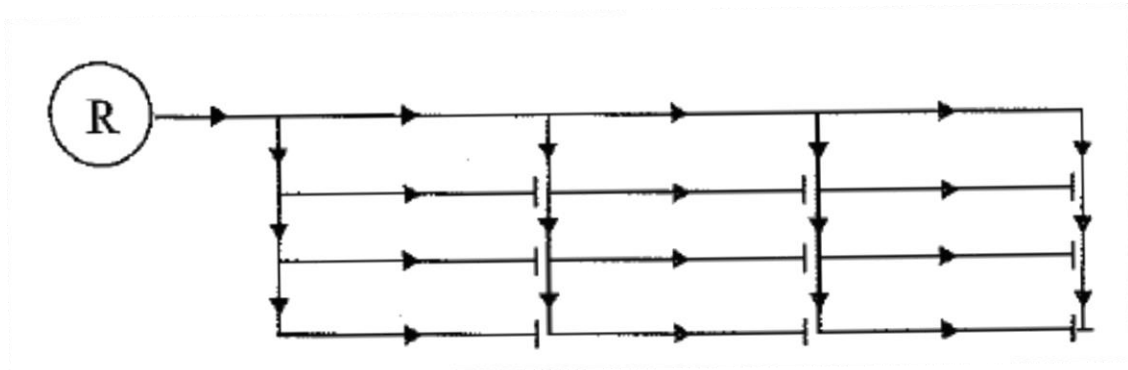
Já para uma rede de distribuição malhada o cálculo torna-se mais complexo, pois não se conhece inicialmente o sentido de escoamento da água nas tubulações da rede. Para o dimensionamento de redes malhadas, geralmente são utilizadas soluções aproximadas. Os métodos mais utilizados são: método do seccionamento e método de cálculos iterativos (TSUTIYA, 2006).

- Método do Seccionamento

Segundo Tsutiya (2006), tal método é particularmente indicado para o dimensionamento das redes de distribuição das cidades pequenas e para a verificação das linhas secundárias de redes maiores. Conforme a Figura 9, supõem-se seccionados os circuitos fechados, transformando a rede malhada em uma ramificada fictícia. Fixam-se os trajetos que a água deverá seguir para atingir os diferentes pontos da rede, sendo recomendando percorrer o menor trajeto para que a água atinja cada um desses pontos. O dimensionamento é semelhante ao de redes ramificadas, entretanto, neste caso, verifica-se a hipótese dos seccionamentos adotados,

confrontando os valores obtidos com a condição de as pressões resultantes nos pontos seccionados serem aproximadamente iguais. Caso o resultado seja uma distribuição insatisfatória de pressão na rede ou altura exagerada para o reservatório de distribuição deve-se alterar ou o traçado da rede ou seccionamento inicialmente adotado, ou até os diâmetros das tubulações de alguns trechos.

Figura 9 – Dimensionamento rede malhada pelo método do seccionamento.



Fonte: Tsutiya (2006).

- Método dos Cálculos Interativos

Numa rede em malha, o número de variáveis desconhecidas no dimensionamento corresponde ao número de tubos na rede e sua determinação envolve a solução de igual número de equações simultâneas (TSUTIYA, 2006). As regras que regulam estas equações são:

- a) A soma algébrica das perdas de carga em um trecho qualquer i-j num circuito hidráulico deve ser nula, sendo i o nó inicial e j o nó final do trecho – Equação 9:

$$\sum \Delta H_{i,j} = 0 \quad (9)$$

- b) A soma das vazões que entram em um nó deve ser igual a soma das vazões que saem do mesmo nó, sendo Q_{ij} a vazão entre o nó i-j e E_i a vazão concentrada no nó i – Equação 10:

$$\sum Q_{i,j} + E_i = 0 \quad (10)$$

- c) Em cada elemento de cada subcircuito deve ser satisfeita a lei de perda de carga – Equação 11:

$$\Delta H_{i,j} = K_i \times Q_{i,j}^n \quad (11)$$

Tsutiya (2006) ainda afirma que o problema consiste em um conjunto de N-1 equações para os N nós. A vazão Q deve, portanto, ser determinada a partir da solução do sistema de equações obtido, tal solução utiliza de métodos como: o método de correção de vazões (Hardy-Cross) e o método de linearização.

Para a norma NBR 12218 (ABNT, 2017), o dimensionamento das redes em malha deve ser realizado por métodos de cálculo iterativos, os quais garantam resíduos máximos de vazão e de carga piezométrica de 0,1 L/s e 0,5 kPa, respectivamente.

Azevedo Netto e Fernández (2015) afirmam que o diâmetro nominal (DN) é determinado pela imposição de velocidades-limites e pela vazão a montante. No Brasil, tem sido adotado o DN 50 mm, mas em cidades maiores o mínimo aceito tem sido 75 mm. De acordo com o Catálogo Técnico - Linha de Infraestrutura (Amanco, 2018), os tubos e conexões PBA (ponta-bolsa-anel) são aplicados em sistemas de adução e distribuição de água potável à temperatura ambiente. O sistema é composto por tubos de PVC com comprimento total de seis metros e junta elástica nos diâmetros nominais DN 50, DN 75 e DN 100. Os tubos estão dimensionados quanto à pressão de serviço em Classe 12 – 6 kgf/cm² (0,6 MPa) –, Classe 15 – 7,5 kgf/cm² (0,75 MPa) – e Classe 20 – 10 kgf/cm² (1 MPa), à temperatura de 20 °C.

A velocidade de escoamento da água nas tubulações é dada pela equação da continuidade (EQUAÇÃO 12) e registrada com a finalidade de demonstrar a velocidade adotada (AZEVEDO NETTO; FERNÁNDEZ, 2015):

$$V = \frac{Q_m}{A} = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \quad (12)$$

onde:

V = velocidade do escoamento (m/s);

A = área transversal da tubulação (m²);

Q = vazão (m³/s);

D = diâmetro da tubulação (m).

Assim como se estabelece na norma NBR 12218 (ABNT, 2017), o cálculo da perda de carga distribuída deve ser feito preferencialmente pela fórmula Universal (EQUAÇÃO 13), considerando, também, o efeito do envelhecimento, e a consequente deterioração do material das tubulações da rede com o passar dos anos, problemas os quais levam a um aumento do coeficiente de atrito, alterando o funcionamento hidráulico do sistema. Azevedo Netto e Fernández (2015) apresentam o efeito do envelhecimento em tubulações de PVC ao longo dos anos sobre o coeficiente C utilizado na forma de Hazen-Williams, como mostrado na Tabela 3.

Tabela 3 – Valor do coeficiente C sugerido para a fórmula de Hazen-Williams para águas a ~20° C em tubulações compostas por tubos de PVC e ferro fundido.

Tubulação	Novos	Usados +/- 10 anos	Usados +/- 20 anos
PVC ou resina com fibra, juntas tipo PB ou luva, até DN 125	137,5	135	132,5
PVC ou resina com fibra, juntas tipo PB ou luva, 125 < DN < 550	140	137,5	135
PVC ou resina com fibra, juntas tipo PB ou luva, 550 < DN < 1500	142,5	140	137,5
Ferro fundido sem revestimento permanente, até DN 125	120	100	90
Ferro fundido sem revestimento permanente, 125 < DN < 550	125	105	95
Ferro fundido sem revestimento permanente, 550 < DN < 1500	130	110	100

Fonte: Adaptado de Azevedo Netto e Fernández (2015).

O dimensionamento de trechos ramificados pode ser feito, admitindo-se a distribuição uniforme ao longo do trecho, calculando a perda de carga com base na vazão da extremidade de jusante somada à metade da vazão distribuída. Em trechos que contenham peças e equipamentos acessórios deve-se utilizar a fórmula da perda de carga localizada.

$$h_f = f \times \frac{L}{D} \times \frac{V^2}{2g} \quad (13)$$

onde:

h_f = perda de carga (m);

f = fator de atrito (adimensional);

L = comprimento da tubulação (m);

D = diâmetro interno da tubulação (m);

V = velocidade (m/s);

g = aceleração da gravidade (m/s^2).

Segundo Azevedo Netto e Fernández (2015), determinada a vazão fictícia (Q_f) e o diâmetro (D), por meio da fórmula de Hazen-Williams (EQUAÇÃO 14) pode-se obter a perda de carga:

$$h_f = 10,667 \frac{L}{D^{4,87}} \left(\frac{Q}{C} \right)^{1,852} \quad (14)$$

onde:

h_f = perda de carga (m);

L = comprimento da tubulação (m);

D = diâmetro interno da tubulação (m);

Q = vazão (m^3/s);

C = coeficiente de rugosidade, varia de acordo com o material da tubulação (adimensional).

Os mesmos autores destacam a necessidade da identificação do nó em posição mais desfavorável na rede, ou assim suposto, estabelece-se para ele uma pressão um pouco superior a mínima ($100 \text{ kPa} \approx 10 \text{ mca}$), a qual será somada à cota do terreno, resultando, assim, a cota piezométrica do nó. A obtenção das cotas do terreno é dada por meio da análise das plantas altimétricas da região, determinando assim a altitude dos nós em trechos a montante e jusante.

Por fim, para a determinação das pressões disponíveis a montante e a jusante na rede, Azevedo Netto e Fernández (2015) apresentam uma equação (EQUAÇÃO 15) que relaciona cota piezométrica e cota do terreno:

$$P = CP - CT \quad (15)$$

onde:

P = pressão disponível (m);

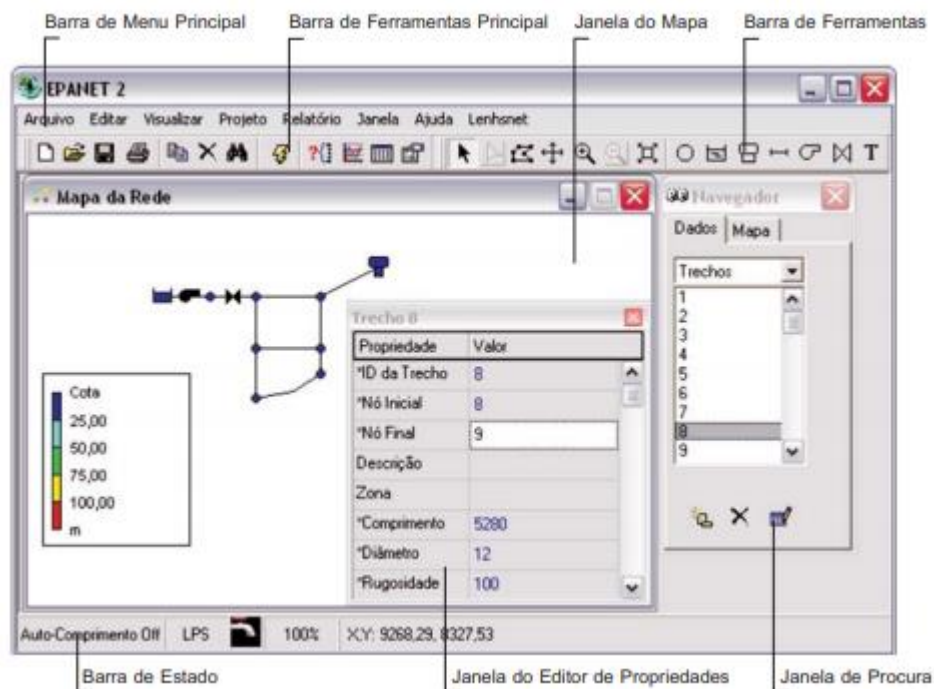
CP = cota piezométrica (m);

CT = cota do terreno (m).

2.4 O modelo EPANET

O EPANET 2.0 (FIGURA 10) é um software livre (*open-source*), desenvolvido pela U.S. Environmental Protection Agency (2000), que permite executar simulações estáticas e dinâmicas do comportamento hidráulico e de qualidade da água em redes de distribuição pressurizada, além de ser uma ferramenta de apoio à análise de sistemas de distribuição, melhorando o conhecimento sobre o transporte e o destino dos constituintes da água para consumo humano. O estabelecimento de cenários de projeto (por exemplo, a expansão de uma rede existente), a calibração de modelos hidráulicos, a análise do decaimento do cloro residual e a avaliação dos consumos são alguns exemplos de aplicação do programa. (LENHS – UFPB, 2009).

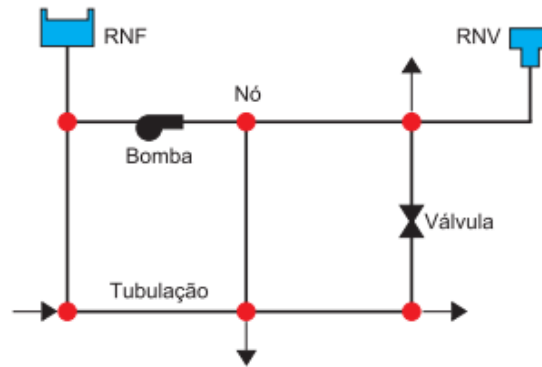
Figura 10 – Interface e configurações básicas do EPANET.



Fonte: Manual do EPANET 2.0 Brasil (2009).

Conforme o Manual do EPANET 2.0 Brasil (2009), o software modela um sistema de distribuição de água como sendo um conjunto de trechos ligados a nós. Os trechos representam as tubulações, bombas e válvulas de controle. Os nós representam conexões, reservatórios de nível variável (RNV) e reservatórios de nível fixo (RNF). A Figura 11 ajuda a ilustrar o modo como estes objetos podem ser unidos entre si, para constituir uma rede:

Figura 11 – Componentes físicos de um sistema de distribuição de água.

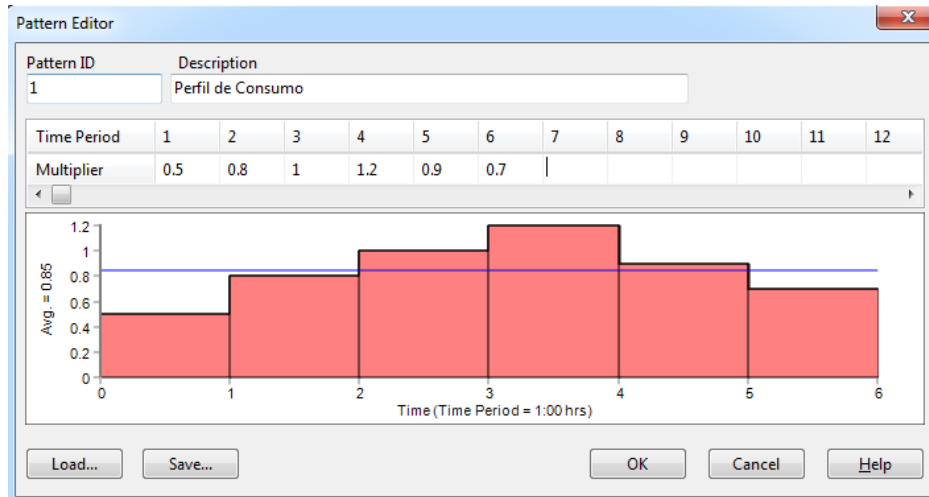


Fonte: Manual do EPANET 2.0 Brasil (2009).

Adicionalmente aos componentes físicos, o EPANET permite definir algumas categorias de informação sobre a rede, tais como: padrões e controles, que descrevem o comportamento e os aspectos operacionais de um sistema de distribuição de água (Manual do EPANET 2.0 Brasil, 2009).

Conforme o manual, um padrão temporal (FIGURA 12) é constituído por um conjunto de fatores multiplicativos que podem ser aplicados ao valor de uma determinada grandeza, de forma a representar a sua variação no tempo. O consumo nodal, a carga hidráulica num reservatório de nível fixo (RNF), os esquemas de bombeamento e a entrada de um parâmetro de qualidade da água na rede podem estar associados a um padrão temporal.

Figura 12 – Exemplo de um padrão temporal de consumo - EPANET 2.0.



Fonte: EPANET 2.0.

O Manual do EPANET 2.0 também destaca a função dos controles, os quais são um conjunto de instruções responsáveis pela automação do modo como uma rede opera ao longo do tempo. Eles especificam o estado dos trechos selecionados em função do tempo, alturas de

água num reservatório de nível variável e valores de pressão em pontos específicos da rede. Existem duas categorias de controles que podem ser utilizadas: controles simples e os controles programados. Alguns exemplos de controles simples, e seus respectivos significados, que podem ser executados no software, são mostrados na Tabela 4.

Tabela 4 – Instruções e significados de controles simples.

Instruções de Controle	Significado
LINK 12 CLOSED IF NODE 23 ABOVE 6	Fechar o Trecho 12 se a altura no RNV 23 exceder 6 m
LINK 12 OPEN IF NODE 130 BELOW 30	Abrir o Trecho 12 se a pressão no nó 130 for inferior a 30 m
LINK 12 1.5 AT TIME 16	Ajustar a regulação de velocidade da bomba 12 para 1.5 às 16 horas de simulação
LINK 12 CLOSED AT CLOCKTIME 10 AM LINK 12 OPEN AT CLOCKTIME 8 PM	O Trecho 12 é repetidamente fechado às 10 AM e aberto às 8 PM ao longo da simulação

Fonte: Manual do EPANET 2.0 Brasil (2009).

O módulo de simulação hidráulica do EPANET calcula a carga hidráulica nos nós e a vazão nos trechos, para um conjunto fixo de níveis nos reservatórios de nível fixo (RNFs), alturas nos reservatórios de nível variável (RNVs) e consumos para uma sucessão de pontos, ao longo do tempo. Em cada intervalo de cálculo, os níveis de água nos reservatórios de nível fixo e os consumos nos nós são atualizados, de acordo com o padrão temporal que lhes está associado, enquanto a altura de água no reservatório de nível variável é atualizada em função da vazão de saída (Manual do EPANET 2.0 Brasil, 2009).

Ainda segundo o mesmo manual, a solução para o valor da carga hidráulica e para a vazão num ponto particular da rede, em determinado instante, é obtida resolvendo, simultaneamente, a equação da continuidade (conservação da massa), para cada nó, e a equação da conservação da energia, para cada trecho da rede. Este procedimento, designado por “Balanço Hidráulico” da rede, requer a utilização de técnicas iterativas para resolver as equações não lineares envolvidas. O EPANET emprega o “Método do Gradiente” para atingir este objetivo. O intervalo de tempo hidráulico utilizado numa simulação dinâmica pode ser estabelecido pelo usuário. Como valor pré-definido, adota-se 1 hora. Intervalos de tempos inferiores ao usual ocorrerão automaticamente sempre que ocorra um dos seguintes eventos:

- O próximo relatório de resultados é atingido;
- O próximo tempo padrão é atingido;
- O reservatório de nível variável fica vazio ou cheio;
- Um controle simples ou um controle programado é ativado.

3 MATERIAL E MÉTODOS

O presente trabalho apresenta a análise do funcionamento hidráulico de uma rede malhada fictícia pré-definida, destacando a variabilidade espacial e temporal de variáveis hidráulicas como: pressão, velocidade e vazão nos diversos pontos da rede, a partir de alterações de parâmetros de projeto da rede.

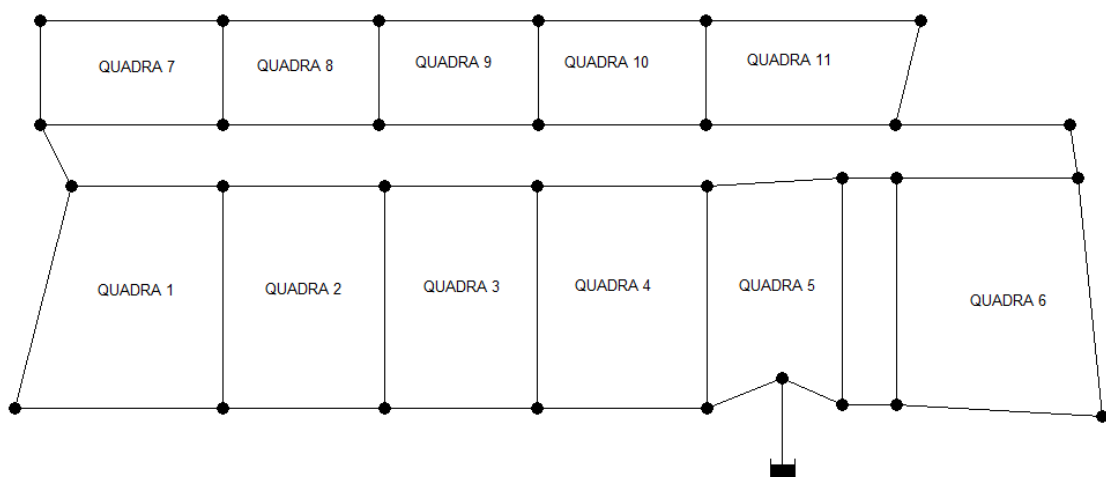
3.1 Dados do Loteamento e da Rede de Distribuição de Água

O loteamento no qual a rede malhada encontra-se inserida possui 11 quadras, como mostrado na Figura 13, abrangendo um total de 128 unidades domiciliares (casas). Adotou-se uma taxa de ocupação de 4 habitantes por domicílio, totalizando uma população de 512 habitantes a ser abastecida.

Tal loteamento possui um reservatório elevado (torre) de carga constante com 15 metros de altura construído sob a cota de altitude de 780 metros. Essa estrutura é necessária para que o abastecimento de água em residências próximas a sua localidade não seja prejudicado, nem interrompido por falta de pressão.

Foi analisada uma rede de distribuição de água fictícia do tipo malhada (FIGURA 13) composta por 30 nós e 43 tubulações de PVC PBA Classe 12 (PN 60) com diâmetro nominal de 50 mm e, em primeira análise, coeficiente de rugosidade (C) igual a 140.

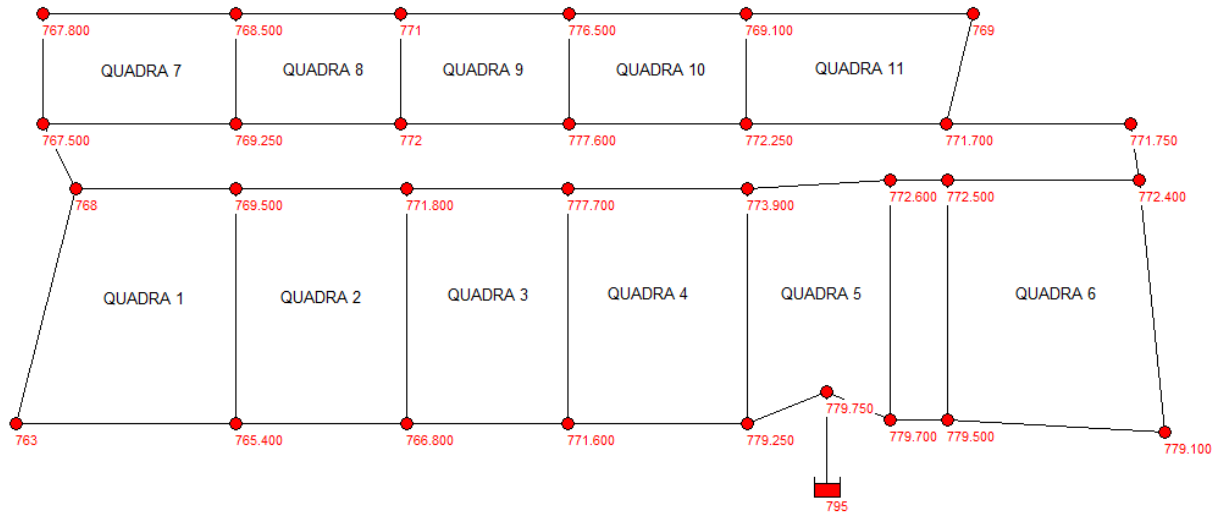
Figura 13 – Concepção do traçado da rede de abastecimento de água potável malhada estudada.



Fonte: O autor (2020).

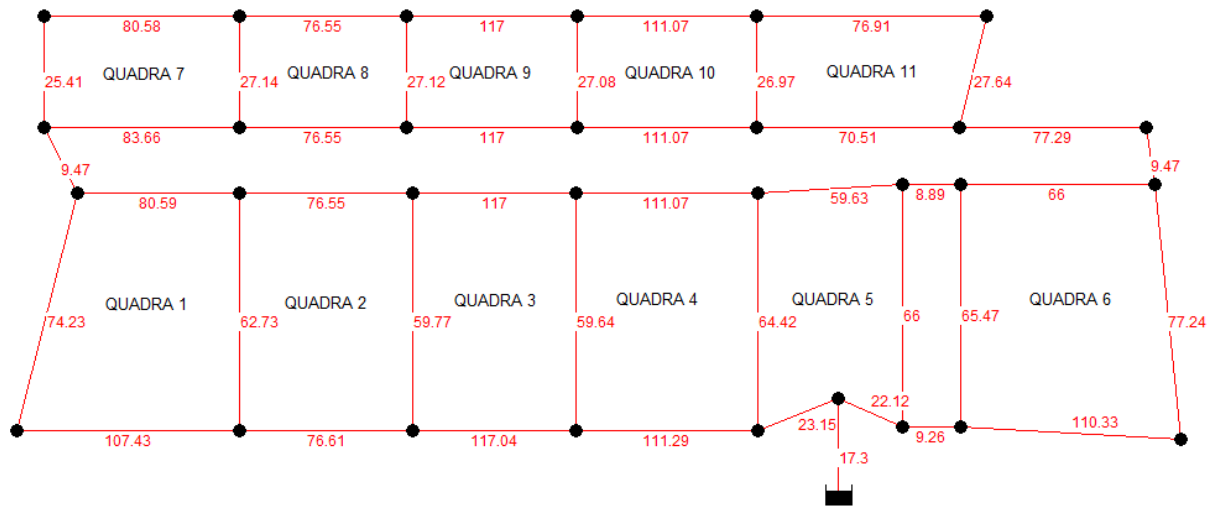
As Figuras 14 e 15 apresentam as cotas geométricas adotadas para os nós e o comprimento das tubulações da rede, respectivamente.

Figura 14 – Cotas geométricas dos nós, em metros, adotadas para a rede malhada em estudo.



Fonte: O autor (2020).

Figura 15 – Comprimentos das tubulações, em metros, adotados para a rede malhada em estudo.



Fonte: O autor (2020).

3.2 Critérios de Projeto

Os critérios de projeto foram adotados em conformidade com a norma NBR 12218 (ABNT, 2017), a qual define aspectos gerais e específicos para um projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público. Tais critérios são:

- Contribuição per capita (QPC) = 300 L/hab.dia;
- Coeficientes de reforço:
 - Coeficiente do dia de maior consumo (K_1) = 1,2;
 - Coeficiente da hora de maior consumo (K_2) = 1,5;
- Carga de pressão estática máxima = 50 mca
- Carga de pressão dinâmica mínima = 10 mca
- Velocidade máxima de escoamento igual a 3,0 m/s, não sendo respeitado o critério estabelecido de velocidade mínima.

3.3 Padrões para Cálculos, Simulações Hidráulicas e Cenários de Variação de Consumo de Água

Para realização dos cálculos e simulações do comportamento hidráulico da rede de distribuição de água, foi utilizado o software EPANET 2.0. O software foi configurado com os seguintes padrões hidráulicos:

- Unidade de vazão em litros por segundo (l/s);
- Utilizou-se a equação de Hazen-Williams para os cálculos de perda de carga;
- Peso específico relativo = 1,0 - água;
- Viscosidade específica = 1,0 - água;

O presente trabalho apresenta quatro cenários de variação de consumo de água, sendo eles: variação horária, variação diária semanal e variação sazonal, adicionados à influência do envelhecimento da tubulação da rede no consumo. O efeito da variação horária foi estudado em conjunto com a variação sazonal e do envelhecimento da tubulação.

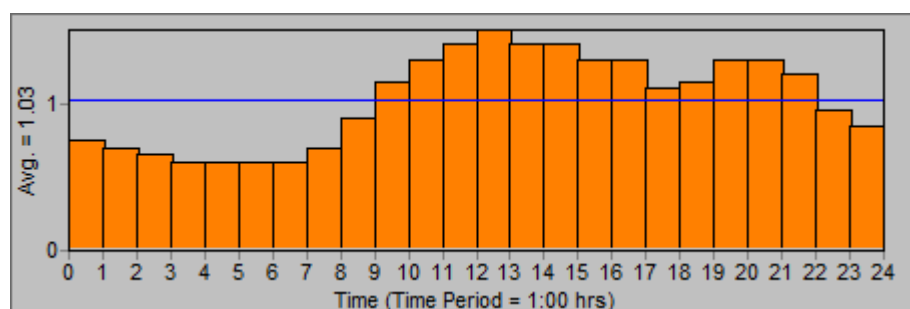
Esses cenários foram estabelecidos com base em valores de referência para vazão presentes na literatura nacional. Tais valores foram inseridos no software EPANET 2.0 e transformados em fatores multiplicativos.

Com os padrões temporais definidos foram realizadas quatro simulações, uma para cada cenário de variação de consumo, com o intuito de analisar o comportamento hidráulico da rede em estudo em cada situação.

3.3.1 Variação Diária do Consumo

Para a simulação de demanda diária de água no EPANET 2.0, foi adotada uma série de referência presente em Azevedo Netto e Fernández (2015), representada pela série 3 da Figura 2. Desta forma, o padrão temporal obtido para esse cenário está apresentado na Figura 16.

Figura 16 – Padrão temporal para variação horária do consumo.



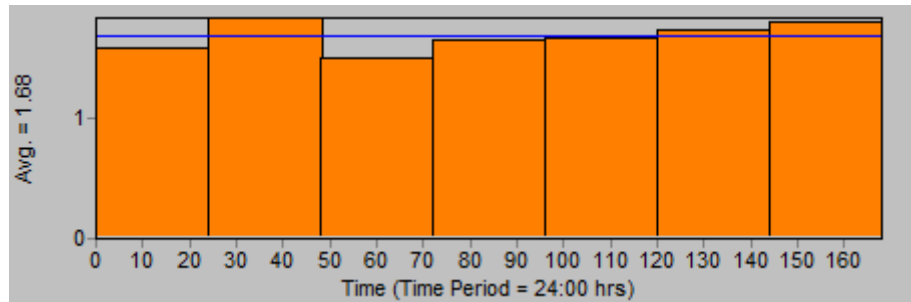
Fonte: O autor (2020), adaptado de Azevedo Netto e Fernández (2015).

3.3.2 Variação Semanal do Consumo

Em relação a simulação à variação da demanda de água nos dias da semana, foi adotado como referência o gráfico mostrado na Figura 3, desenvolvido por Guidi (2016), o qual apresenta a variação do consumo semanal na cidade de Franca – SP.

Nota-se pela Figura 3 que o dia 06/01/15, terça-feira, apresentou o menor valor máximo para vazão dentre todos os dias da semana. Desse modo terça-feira foi adotado como padrão unitário, com fator multiplicativo igual a 1,5, e os fatores dos demais dias foram obtidos pela divisão do valor máximo do dia em análise pelo valor máximo unitário. É importante destacar que o valor de 1,5 adotado para o fator multiplicativo de terça-feira se refere ao horário de 12h (meio-dia) do padrão temporal diário apresentado na Figura 16. Pelo fato de 12h apresentar o consumo horário máximo de um dia, ao utilizar tal horário como referência para todos os dias da semana, cria-se um cenário mais crítico para a análise do comportamento hidráulico da rede. Dessa forma, o padrão temporal com variação para os dias da semana pode ser visto na Figura 17.

Figura 17 – Padrão temporal para variação semanal do consumo.



Fonte: O autor (2020), adaptado de Guidi (2016).

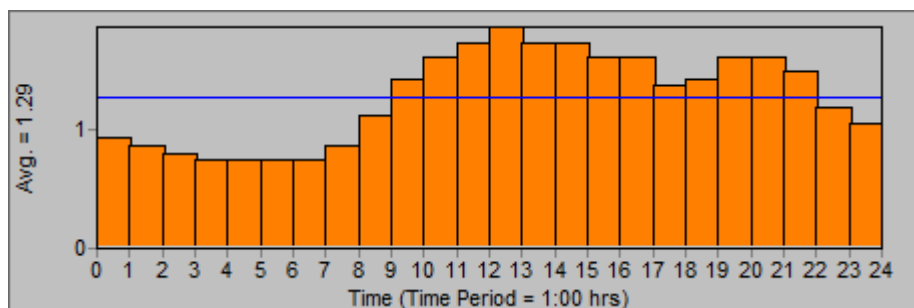
Como referência, dado que a semana se inicia no domingo, é possível perceber, através de padrão temporal apresentado, que o dia de terça-feira está compreendido entre às 48h e 72h (FIGURA 17).

3.3.3 Variação Sazonal do Consumo

De acordo com Guimarães, Carvalho e Silva (2007) as variações climáticas (temperatura e precipitação) promovem uma variação mensal do consumo. Quanto mais quente e seco for o clima maior é o consumo verificado. O consumo médio do inverno é aproximadamente 80% da média diária anual e do verão de mais de 25% desta média.

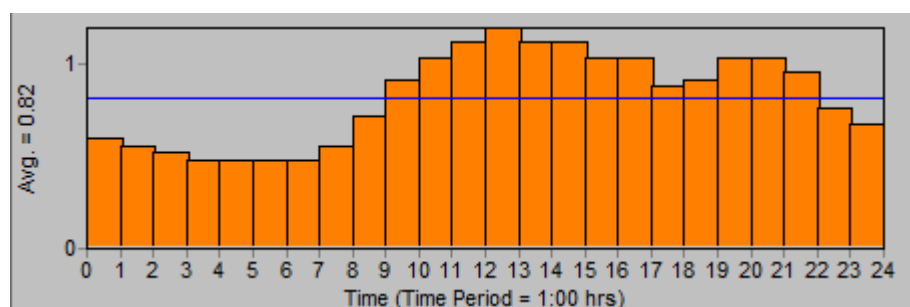
Com base nos valores percentuais apresentados, foi adotado um consumo médio de 125% para o verão e 80% para o inverno, em relação a média diária anual apresentada no item 3.3.1. Assim, os padrões temporais definidos para cada uma das estações são apresentados nas Figuras 18 e 19, para a estação do Verão e Inverno, respectivamente.

Figura 18 – Padrão temporal para variação sazonal do consumo de água no Verão, nas horas do dia.



Fonte: O autor (2020), adaptado de Guimarães, Carvalho e Silva (2007).

Figura 19 – Padrão temporal para variação sazonal do consumo de água no Inverno, nas horas do dia.



Fonte: O autor (2020), adaptado de Guimarães, Carvalho e Silva (2007).

Percebe-se que ambos padrões não compreendem um período mensal ou sazonal, e sim o período de um dia (24 horas). Essa simplificação pode ser feita, pois o comportamento hidráulico diário da rede se repetirá durante todo o período de cada estação.

3.3.4 Envelhecimento da Tubulação da Rede

Quanto ao cenário de envelhecimento da tubulação da rede utilizou-se os valores definidos por Azevedo Netto e Fernández (2015) para o coeficiente C para tubulações compostas por tubos de PVC, juntas tipo PB ou luva, até DN 125. Foi utilizado o padrão temporal diário de consumo (FIGURA 16) como referência para a simulação do envelhecimento das tubulações, e a conseqüente mudança do coeficiente C com o passar do tempo, sendo o valor de C no ano 0 (material novo) igual a 140, e para um uso de 10 e 20 anos, valores iguais a 135 e 132,5, respectivamente.

3.3.5 Análise Estatística

Em cada um dos cenários avaliados, as amostras de vazão nas tubulações e/ou pressões nos nós da rede malhada estudada, para cada uma das fontes de variação avaliadas, foram comparadas por meio de análises estatísticas. Para os cenários de variação horária no consumo diário e variação diárias durante a semana, foi realizada uma Análise de Variância em Ranks (teste de Kruskal-Wallis a 5% de probabilidade) seguida de teste de Tukey, também à 5% de probabilidade para comparações múltiplas entre os níveis dos fatores.

Já para as avaliações sazonais e de envelhecimento da tubulação, que foram realizadas com duas fontes de variação (hora do dia e estação do ano; e hora do dia e tempo de uso das tubulações, respectivamente), foram realizadas Análises de Variância para dois fatores por meio

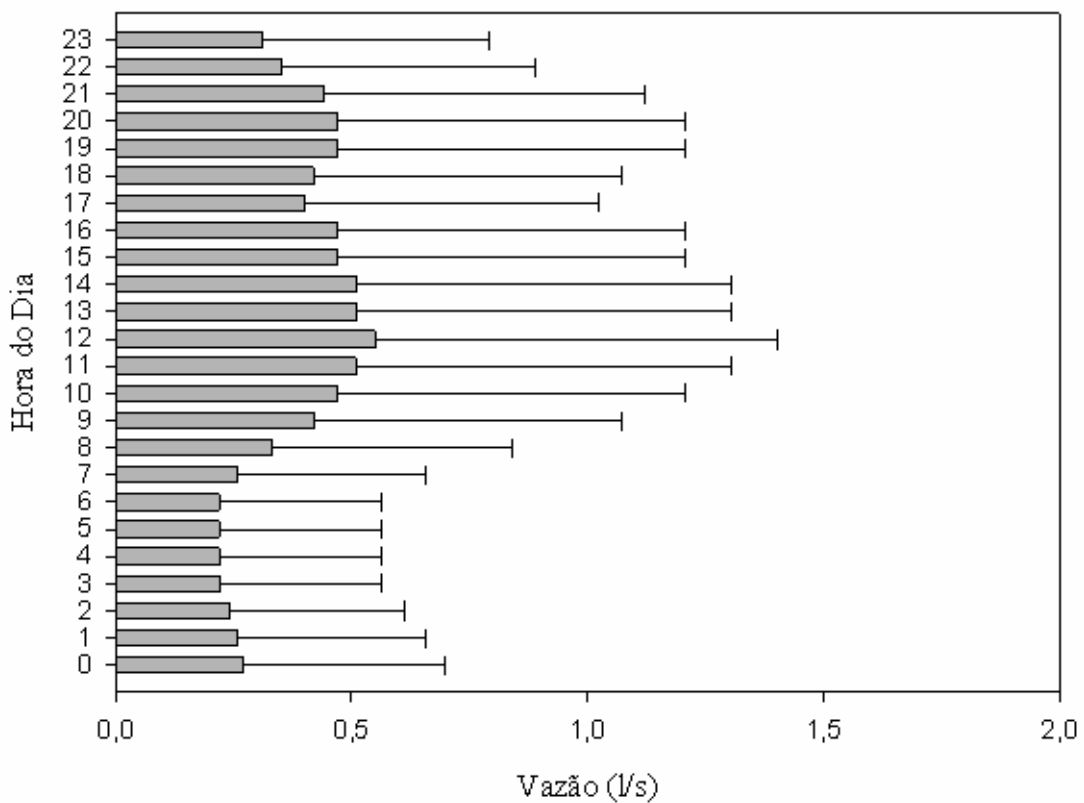
do teste F com 5% de nível de significância e teste de Tukey a 5% de probabilidade para comparações múltiplas entre os níveis dos fatores.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Cenário de Variação Diária do Consumo

Para o cenário de avaliação da variação no dia do consumo de água na rede de abastecimento malhada estudada, a variação da vazão média nos nós e pressão média nas tubulações podem ser vistas nas Figuras 20 e 21, respectivamente.

Figura 20 – Variação da vazão média na rede de abastecimento em função das horas do dia.



Fonte: O autor (2020).

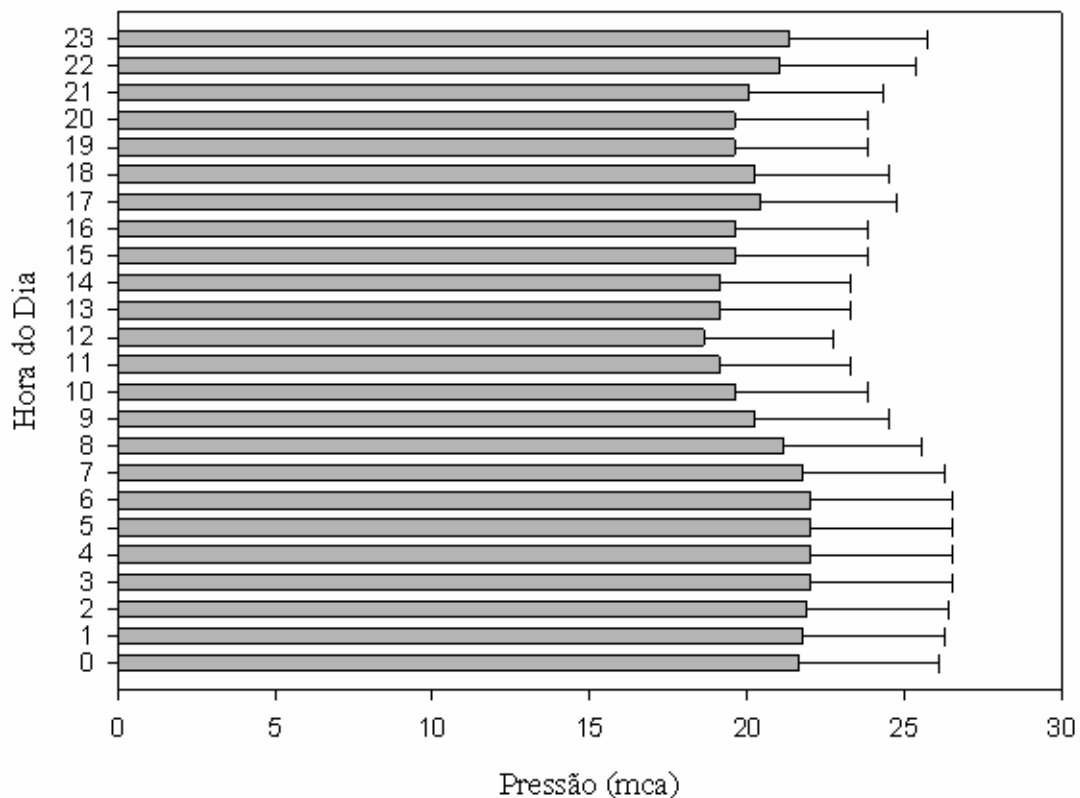
Conforme apresentado por Azevedo Netto e Fernández (2015), ao longo do dia, a demanda de água varia continuamente. Durante o período matutino, a vazão supera o valor médio e atinge valores máximos, por volta do meio-dia. Já no período noturno, o consumo cai abaixo da média, apresentando valores mínimos nas primeiras horas da madrugada.

Nota-se pela Figura 20 que as menores vazões médias são registradas durante a madrugada, isto é, entre 1h e 6h. Durante esse período, a demanda cai consideravelmente, já que as atividades humanas são bem reduzidas. Por outro lado, o consumo atinge seu pico ao meio-dia e permanece elevado em horários próximos. A alta demanda pode ser explicada pela presença do almoço durante esse intervalo, além de esses horários, geralmente, registrarem

temperaturas médias superiores aos demais durante o dia, levando assim a um maior consumo de água para o preparo de alimentos e hidratação corporal. A diferença percentual, desconsiderando o desvio padrão, entre as vazões máxima e mínima foi de 60%.

É importante mencionar que dentre as 43 tubulações existentes na rede malhada adotada, 3 apresentaram vazões muito baixas ou nulas. Como vazões nulas resultam em um não escoamento de água por estas, esse se torna um dos grandes problemas do uso da rede malhada, principalmente quando implantada em loteamentos pequenos e com abastecimento isolado, como foi o caso do presente estudo. Ao tratar uma rede malhada de modo a ser numericamente simples, faz-se uma generalização das derivações, a fim de que o equilíbrio de cargas seja atingido mais facilmente, logo, a não-discretização das tomadas de água influencia o comportamento hidráulico da rede em seu cálculo.

Figura 21 – Variação da pressão média nos nós da rede de abastecimento estudada em função das horas do dia.



Fonte: O autor (2020).

Pela análise da Figura 21, percebe-se que as maiores e menores pressões médias foram registradas durante as primeiras horas da madrugada e em horários próximos ao meio-dia,

respectivamente. Fazendo uma comparação das pressões registradas (FIGURA 21) com a variação contínua da demanda de água durante o dia (FIGURA 20), é possível identificar uma relação inversamente proporcional, isto é, a pressão nos nós cai, à medida que a vazão nas tubulações aumenta. Isso ocorre devido ao aumento da perda de carga nas tubulações advindo do aumento da demanda nos pontos de consumo e, conseqüentemente, da vazão. Por ser um fator redutor da energia ao longo do escoamento, essa perda acaba por diminuir os valores de pressão nos nós.

Nota-se também que todas as pressões médias registradas são superiores a 10 mca e inferiores 50 mca, valores que, portanto, estão em conformidade com a norma NBR 12218/2017.

Vale ressaltar que durante uma primeira análise da rede, percebeu-se que diâmetros inferiores à 50 mm poderiam ser utilizados sem comprometer o funcionamento da rede, tampouco desrespeitar os valores mínimos e máximos de pressão estabelecidos pela NBR 12118/2017. Ademais, Silva, Thebaldi e Novais (2019) apresentam uma análise técnica e econômica do uso de tubulações com diâmetros inferiores à 50 mm em redes ramificadas. Porém, como o presente estudo tratou de uma rede malhada composta apenas por tubulações primárias ficou estabelecido o diâmetro de 50 mm em todas as tubulações.

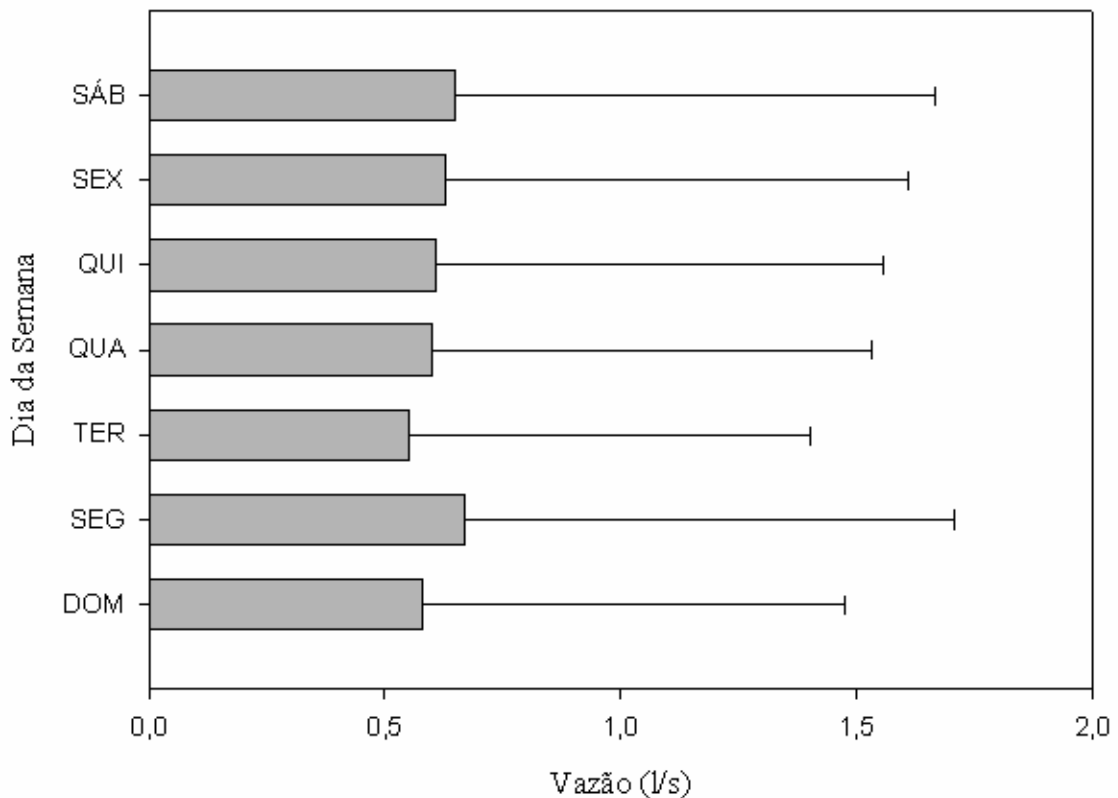
Com o avaliado, registrou-se uma diferença percentual entre as pressões máxima e mínima de aproximadamente 15%, inferior aos 60% de variação de vazão na mesma análise. Tanto para as amostras de vazão nas tubulações quanto para as pressões nos nós da rede, não foram identificadas diferenças estatísticas pelo teste de Tukey a 5% de probabilidade entre os níveis do fator avaliado.

O fato da rede apresentar valores relativamente baixos para as vazões e velocidades de escoamento de água nas tubulações, levou em média, a uma pequena perda de carga unitária em todo o sistema. Além disso, essa pequena perda está diretamente atrelada ao fator planialtimétrico da rede, já que por ser relativamente plano, o terreno não gerou grandes diferenças de cotas geométricas e, conseqüentemente, não se obteve pressões muito elevadas em pontos mais baixos da rede. Sendo assim, com uma baixa perda de carga unitária nas tubulações espera-se pouca variação nas pressões dinâmicas do sistema de abastecimento, como já indicado pela diferença percentual (15%).

4.2 Cenário de Variação Semanal do Consumo

Assim como a variação diária do consumo, o cenário de variação semanal apresenta os valores médios de pressão e vazão, porém para os dias da semana, como mostrado nas Figuras 22 e 23.

Figura 22 – Variação da vazão média nas tubulações da rede de abastecimento em função dos dias da semana.



Fonte: O autor (2020).

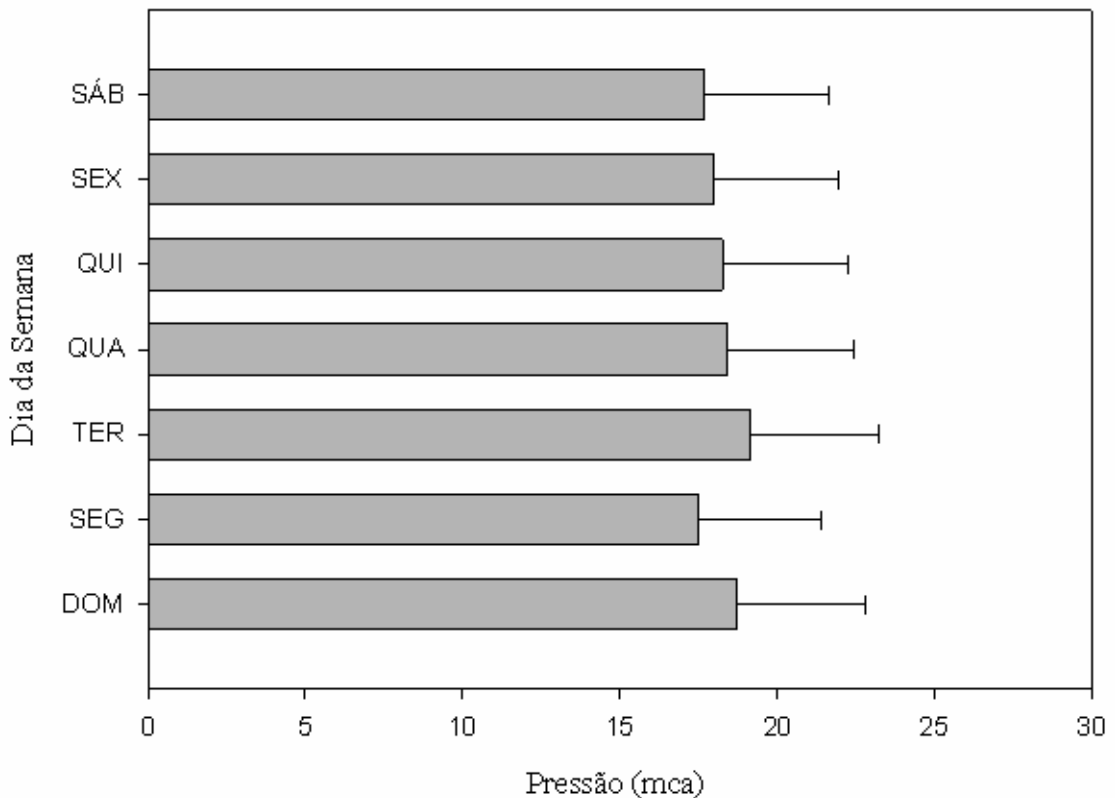
De acordo com Azevedo Netto e Fernández (2015), há meses em que a demanda de água é maior, como nos dias mais quentes e secos. Por outro lado, no mesmo mês ou semana, existem dias que a demanda assume valores maiores ou menores sobre a média.

A partir do padrão de simulação definido e análise da Figura 22, nota-se que segunda-feira assume o maior valor de vazão média e, portanto, é o dia da semana que mais demanda água.

Conforme destaca Tsutiya (2006), o consumo de água também varia continuamente em função dos hábitos populacionais e, portanto, ao contrário do cenário diário, o cenário semanal não possui um padrão de variação no consumo bem definido entre os dias da semana, já que

pode oscilar de região para região, de cidade para cidade, de acordo com os hábitos da população. Na região usada como referência para definição do padrão de consumo semanal, segunda-feira foi o dia com pico de consumo de água, porém, em uma outra região, se esperaria um comportamento diferente do apresentado (FIGURA 22). Com o avaliado, a diferença percentual, desconsiderando o desvio padrão, entre as vazões máxima (segunda-feira) e mínima (terça-feira) foi de aproximadamente 18%.

Figura 23 – Variação da pressão média nos nós da rede de abastecimento estudada em função dos dias da semana.



Fonte: O autor (2020).

Como a demanda de água durante o dia de segunda-feira é máxima, sua pressão média é a menor registrada durante a semana, uma vez que a pressão reduz com o aumento da vazão. Do mesmo modo, terça-feira registra a maior pressão média, assim como mostrado na Figura 23. Nota-se que as pressões dinâmicas médias registradas para todos os dias da semana estão de acordo com o estabelecido pela norma NBR 12218/2017 (ABNT, 2017), que indica que não se pode ter valores inferiores a 100 kPa nestas estruturas hidráulicas.

A diferença percentual, desconsiderando o desvio padrão, entre as pressões máxima (terça-feira) e mínima (segunda-feira) foi de aproximadamente 9%, menor que a variação de vazão obtida, como no cenário de avaliação horária do comportamento hidráulico da rede em um dia. Ainda, não foram observadas diferenças significativas entre as amostras avaliadas de vazão e pressão neste cenário.

4.3 Cenário de Variação Sazonal do Consumo

O resumo da ANAVA realizada para comparação entre amostras de pressão nos nós e vazão nas tubulações da rede malhada estudada, no cenário de variação sazonal do consumo de água, pode ser visto na Tabela 5.

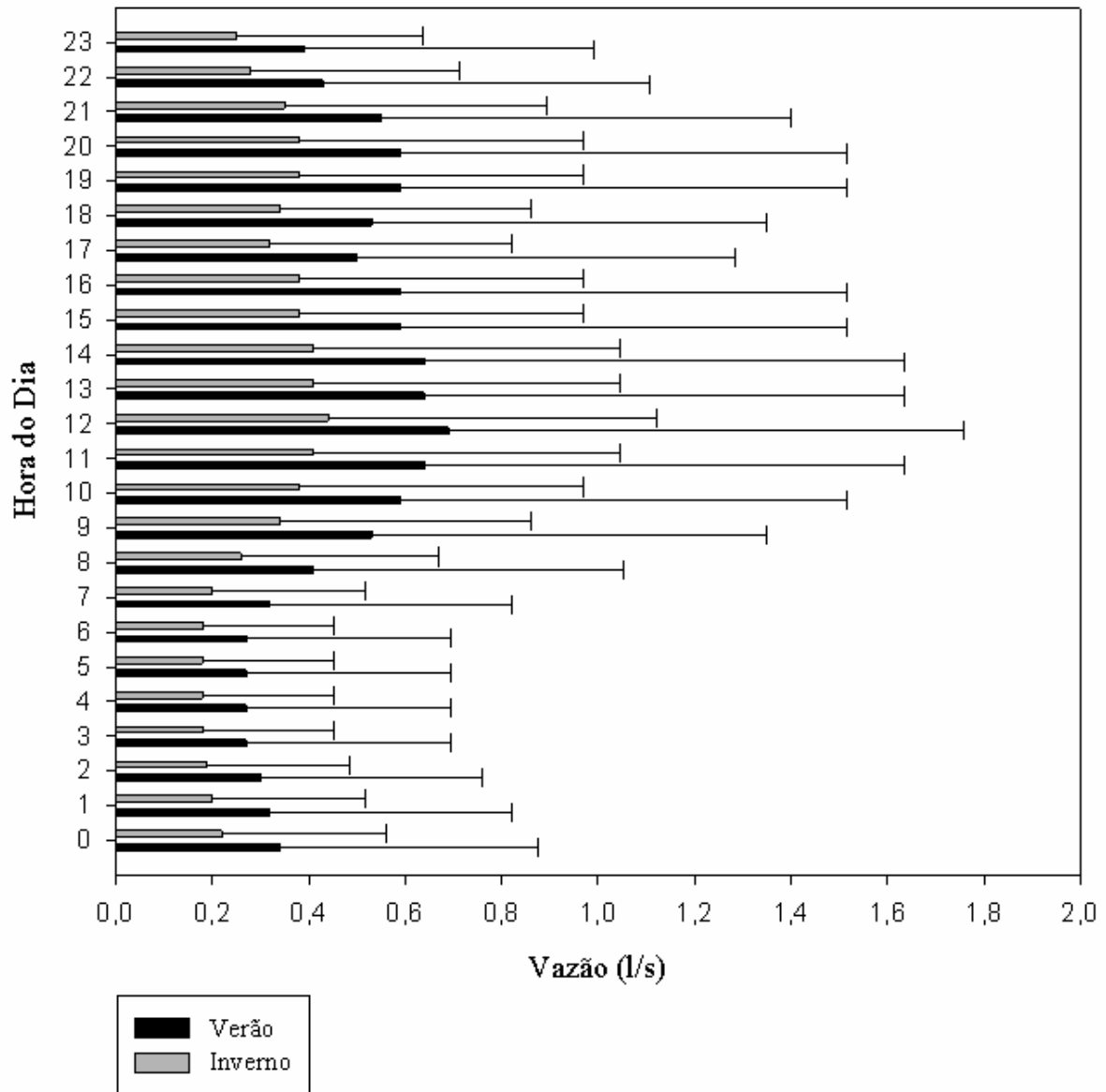
Tabela 5 – Resumo da ANAVA para as fontes de variação hora do dia e estação do ano na análise da variação da pressão na rede de abastecimento de água estudada.

Fontes de variação	Pressão			Vazão		
	GL	QM	F	GL	QM	F
Hora do dia (H)	23	95,174	5,097**	23	1,844	4,483**
Estação do ano (E)	1	1309,032	70,102**	1	22,737	55,275**
H x E	23	14,750	0,790 ^{NS}	23	0,0893	0,217 ^{NS}
Resíduo	1390	18,673		2016	0,411	
Total	1437	20,731		2063	0,435	

Em que: **: significativo pelo teste F a 1% de probabilidade estatística; ^{NS}: não significativo pelo teste F a 1% de probabilidade estatística. Fonte: O autor (2020).

O cenário de avaliação da variação sazonal do consumo de água seguiu os moldes dos cenários diário e semanal. A Figura 24 apresenta as vazões médias horárias registradas para o verão e inverno.

Figura 24 – Variação sazonal da vazão média na rede de abastecimento em função das horas do dia.



Fonte: O autor (2020).

De acordo com Azevedo Netto e Fernández (2015), os locais onde o fator da sazonalidade é muito influente no consumo de água, ou seja, regiões com clima muito variável e estações do ano muito distintas, os valores de K_1 a serem utilizados são elevados, além de ser necessário o uso de um K_2 pleno nas previsões de consumo de maior alcance de tempo.

Através da Figura 24, percebe-se o incremento e a redução da demanda para as estações de verão e inverno, respectivamente, em relação ao cenário diário de variação do consumo (FIGURA 20). Esse incremento da demanda foi de aproximadamente 25% e a redução de 20% conforme os valores percentuais sugeridos por Guimarães, Carvalho e Silva (2007).

Ao realizar a comparação das demandas entre as estações do ano apresentadas na Figura 24, tem-se que a demanda de água aumenta 50% no verão em relação ao inverno, em horários de baixo consumo, chegando a quase 57% de demanda adicional ao meio-dia, no qual ocorre o pico de consumo.

A significância e p-valor das comparações múltiplas entre pares dos níveis do efeito simples da hora do dia sobre as vazões no cenário sazonal, são mostrados na Tabela 6.

Tabela 6 – Significância e p-valor ($\times 10^{-3}$) das comparações múltiplas entre vazões para o efeito simples das horas do dia no cenário de comparação sazonal na rede de abastecimento de água estudada.

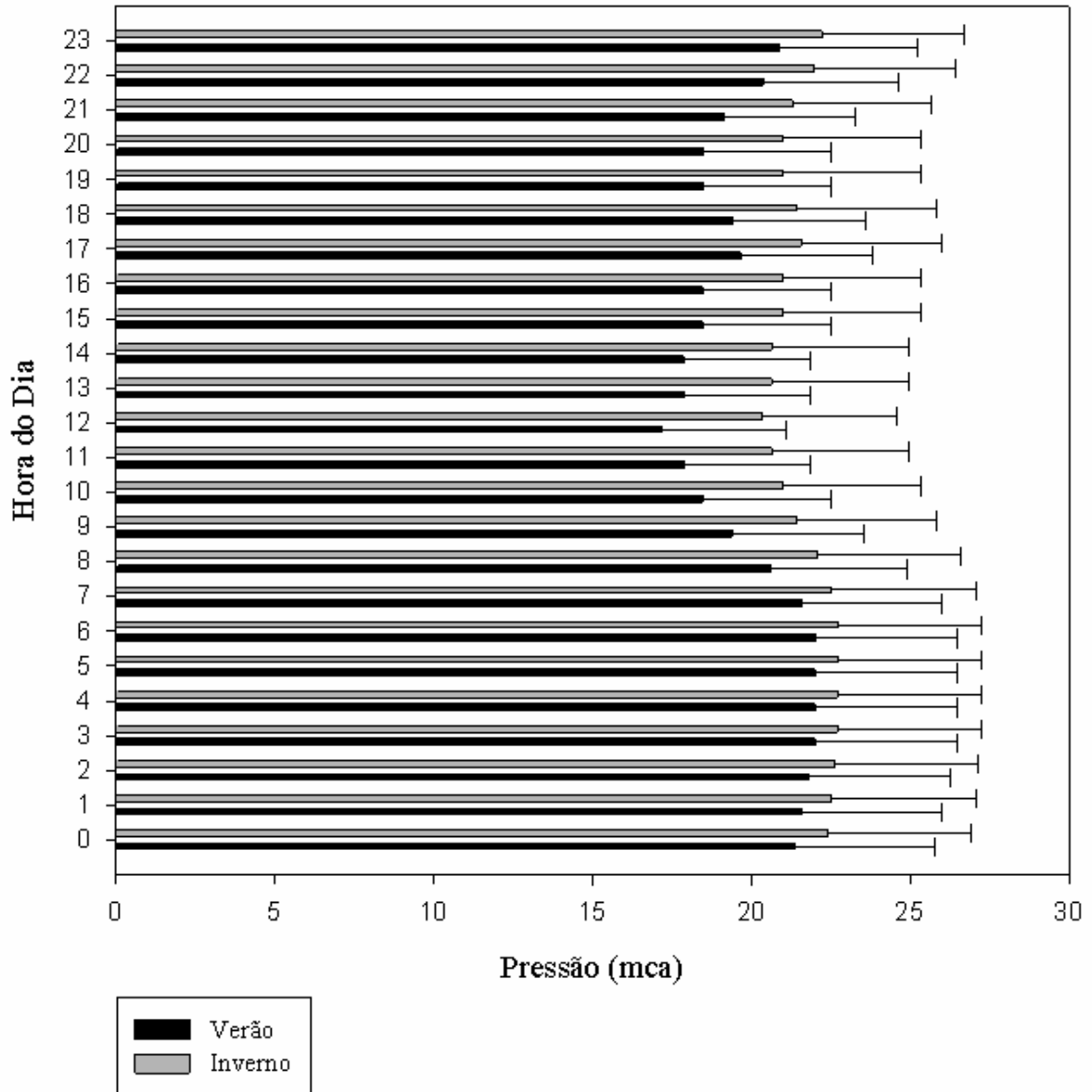
HORA	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	
0	-	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	593 ^{NS}	251 ^{NS}	66 ^{NS}	251 ^{NS}	251 ^{NS}	593 ^{NS}	593 ^{NS}	NS	971 ^{NS}	593 ^{NS}	593 ^{NS}	NS	NS	NS	
1	NS	-	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	405 ^{NS}	137 ^{NS}	30*	137 ^{NS}	137 ^{NS}	405 ^{NS}	405 ^{NS}	NS	903 ^{NS}	405 ^{NS}	405 ^{NS}	NS	NS	NS	
2	NS	NS	-	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	240 ^{NS}	66 ^{NS}	12*	66 ^{NS}	66 ^{NS}	240 ^{NS}	240 ^{NS}	NS	765 ^{NS}	240 ^{NS}	240 ^{NS}	NS	NS	NS	
3	NS	NS	NS	-	NS	NS	NS	NS	NS	NS	131 ^{NS}	30*	5*	30*	30*	131 ^{NS}	131 ^{NS}	NS	587 ^{NS}	131 ^{NS}	131 ^{NS}	NS	NS	NS	
4	NS	NS	NS	NS	-	NS	NS	NS	NS	NS	131 ^{NS}	30*	5*	30*	30*	131 ^{NS}	131 ^{NS}	NS	587 ^{NS}	131 ^{NS}	131 ^{NS}	NS	NS	NS	
5	NS	NS	NS	NS	NS	-	NS	NS	NS	NS	131 ^{NS}	30*	5*	30*	30*	131 ^{NS}	131 ^{NS}	NS	587 ^{NS}	131 ^{NS}	131 ^{NS}	NS	NS	NS	
6	NS	NS	NS	NS	NS	NS	-	NS	NS	NS	131 ^{NS}	30*	5*	30*	30*	131 ^{NS}	131 ^{NS}	NS	587 ^{NS}	131 ^{NS}	131 ^{NS}	NS	NS	NS	
7	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	-	NS	NS	405 ^{NS}	137 ^{NS}	30*	137 ^{NS}	137 ^{NS}	405 ^{NS}	405 ^{NS}	NS	903 ^{NS}	405 ^{NS}	405 ^{NS}	NS	NS	NS	
8	NS	NS	NS	999 ^{NS}	999 ^{NS}	999 ^{NS}	999 ^{NS}	NS	-	NS	971 ^{NS}	778 ^{NS}	404 ^{NS}	778 ^{NS}	778 ^{NS}	971 ^{NS}	971 ^{NS}	NS	NS	971 ^{NS}	971 ^{NS}	NS	NS	NS	
9	971 ^{NS}	903 ^{NS}	765 ^{NS}	587 ^{NS}	587 ^{NS}	587 ^{NS}	587 ^{NS}	903 ^{NS}	NS	-	NS	NS	994 ^{NS}	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	999 ^{NS}	
10	593 ^{NS}	405 ^{NS}	240 ^{NS}	131 ^{NS}	131 ^{NS}	131 ^{NS}	131 ^{NS}	405 ^{NS}	971 ^{NS}	NS	-	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	994 ^{NS}	895 ^{NS}	
11	251 ^{NS}	137 ^{NS}	66 ^{NS}	30*	30*	30*	30*	137 ^{NS}	778 ^{NS}	NS	NS	-	NS	NS	NS	NS	NS	999 ^{NS}	NS	NS	NS	NS	904 ^{NS}	586 ^{NS}	
12	66 ^{NS}	30*	12*	5*	5*	5*	5*	30*	404 ^{NS}	994 ^{NS}	NS	NS	-	NS	NS	NS	NS	971 ^{NS}	994 ^{NS}	NS	NS	999 ^{NS}	588 ^{NS}	236 ^{NS}	
13	251 ^{NS}	137 ^{NS}	66 ^{NS}	30*	30*	30*	30*	137 ^{NS}	778 ^{NS}	NS	NS	NS	NS	-	NS	NS	NS	999 ^{NS}	NS	NS	NS	NS	904 ^{NS}	586 ^{NS}	
14	251 ^{NS}	137 ^{NS}	66 ^{NS}	30*	30*	30*	30*	137 ^{NS}	778 ^{NS}	NS	NS	NS	NS	NS	-	NS	NS	999 ^{NS}	NS	NS	NS	NS	904 ^{NS}	586 ^{NS}	
15	593 ^{NS}	405 ^{NS}	240 ^{NS}	131 ^{NS}	131 ^{NS}	131 ^{NS}	131 ^{NS}	405 ^{NS}	971 ^{NS}	NS	NS	NS	NS	NS	NS	-	NS	NS	NS	NS	NS	NS	994 ^{NS}	895 ^{NS}	
16	593 ^{NS}	405 ^{NS}	240 ^{NS}	131 ^{NS}	131 ^{NS}	131 ^{NS}	131 ^{NS}	405 ^{NS}	971 ^{NS}	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	-	NS	NS	NS	NS	NS	994 ^{NS}	895 ^{NS}	
17	994 ^{NS}	970 ^{NS}	897 ^{NS}	765 ^{NS}	765 ^{NS}	765 ^{NS}	765 ^{NS}	970 ^{NS}	NS	NS	NS	999 ^{NS}	971 ^{NS}	999 ^{NS}	999 ^{NS}	NS	NS	-	NS	NS	NS	NS	NS	NS	
18	971 ^{NS}	903 ^{NS}	765 ^{NS}	587 ^{NS}	587 ^{NS}	587 ^{NS}	587 ^{NS}	903 ^{NS}	NS	NS	NS	NS	994 ^{NS}	NS	NS	NS	NS	NS	-	NS	NS	NS	NS	999 ^{NS}	
19	593 ^{NS}	405 ^{NS}	240 ^{NS}	131 ^{NS}	131 ^{NS}	131 ^{NS}	131 ^{NS}	405 ^{NS}	971 ^{NS}	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	-	NS	994 ^{NS}	895 ^{NS}	
20	593 ^{NS}	405 ^{NS}	240 ^{NS}	131 ^{NS}	131 ^{NS}	131 ^{NS}	131 ^{NS}	405 ^{NS}	971 ^{NS}	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	-	NS	994 ^{NS}	895 ^{NS}
21	908 ^{NS}	781 ^{NS}	596 ^{NS}	410 ^{NS}	410 ^{NS}	410 ^{NS}	410 ^{NS}	781 ^{NS}	999 ^{NS}	NS	NS	NS	999 ^{NS}	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	-	NS	994 ^{NS}
22	NS	NS	999 ^{NS}	994 ^{NS}	994 ^{NS}	994 ^{NS}	994 ^{NS}	NS	NS	NS	994 ^{NS}	904 ^{NS}	588 ^{NS}	904 ^{NS}	904 ^{NS}	994 ^{NS}	994 ^{NS}	NS	NS	994 ^{NS}	994 ^{NS}	NS	-	NS	
23	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	895 ^{NS}	586 ^{NS}	236 ^{NS}	586 ^{NS}	586 ^{NS}	895 ^{NS}	895 ^{NS}	NS	999 ^{NS}	895 ^{NS}	895 ^{NS}	NS	NS	-	

Em que: *: significativo pelo teste de Tukey a 5% de probabilidade estatística; NS: não significativo pelo teste de Tukey a 5% de probabilidade estatística.

Pela análise das Tabela 6 , percebe-se que para o efeito simples das horas do dia, os valores significativos foram registrados nas interações entre horários da madrugada, isto é, de 1h às 7h e horários próximos ao meio-dia, sendo eles: 11h, 12h, 13h e 14h. Tal fato pode ser explicado pela grande diferença de demanda entre esses horários, isto é, durante a madrugada, enquanto as pessoas geralmente dormem, o consumo de água cai de forma relevante, resultando em menores vazões médias, e conseqüentemente, maiores pressões médias. Enquanto próximo ao meio-dia, horário de mais movimento e de atividades de preparo de almoço comerciais e residenciais, o consumo se eleva ao seu máximo diário e o comportamento hidráulico torna-se inverso, ou seja, menores pressões e maiores vazões médias. Além disso, normalmente o consumo é maior no verão quando as pessoas utilizam mais água durante banhos mais frequentes ao longo do dia, conforme apresenta Tsutiya (2006).

A Figura 25 apresenta as pressões médias horárias registradas para o verão e inverno.

Figura 25 – Variação sazonal da pressão média na rede de abastecimento em função das horas do dia.



Fonte: O autor (2020).

Percebe-se, pela Figura 25, que o cenário sazonal possui um comportamento proporcional ao cenário diário de variação de consumo, porém, ainda assim, os valores de pressão média horária são diferentes. Isso ocorre, pois, as estações do ano, verão e inverno, representam uma intensificação e uma redução dos fatores multiplicativos (demanda de água), respectivamente. Com a demanda de água intensificada no verão e reduzida no inverno, as pressões médias serão, portanto, menores em meses quentes e maiores em meses frios.

Nota-se que todas as pressões médias horárias, apresentadas na Figura 25, para ambas as estações são superiores a 100 kPa (aproximadamente 10,2 mca) e estão de acordo com a norma NBR 12218/2017 (ABNT, 2017).

Por meio da comparação dos valores de pressão média horária entre as estações do ano apresentadas na Figura 25, tem-se que a pressão média nos nós da rede diminui somente 3% no verão em relação ao inverno, em horários de baixo consumo, chegando a apenas 18% de redução no pico de consumo, ao meio dia.

Analisando as médias de vazão e pressão, percebe-se para ambas, que mesmo com o aumento drástico, de quase 60% ao meio-dia na demanda de água do inverno para o verão, a pressão não sofre grandes variações com a mudança de estações. Isso ocorre devido ao fato da perda de carga ser mais influenciada pelo diâmetro da tubulação do que pela vazão escoada. Neste trabalho não houve variação dos diâmetros das tubulações constituintes da rede, que foram todas definidas com 50 mm. Assim, as baixas vazões e, conseqüentemente, velocidades de escoamento, levaram a perdas de carga pouco relevantes. Tendo-se um reservatório com carga constante em cota geométrica elevada, um grande aumento porcentual na demanda de água não causará uma redução da pressão na mesma proporção.

A significância e p-valor das comparações múltiplas entre pares dos níveis do efeito simples da hora do dia sobre as pressões dinâmicas obtidas no cenário sazonal, são mostrados na Tabela 7.

Tabela 7 – Significância e p-valor ($\times 10^{-3}$) das comparações múltiplas entre pressões para o efeito simples das horas do dia no cenário de comparação sazonal na rede de abastecimento de água estudada.

HORA	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	
0	-	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	950 ^{NS}	422 ^{NS}	91 ^{NS}	7*	91 ^{NS}	91 ^{NS}	422 ^{NS}	422 ^{NS}	995 ^{NS}	950 ^{NS}	422 ^{NS}	422 ^{NS}	873 ^{NS}	NS	NS	
1	NS	-	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	883 ^{NS}	291 ^{NS}	50 ^{NS}	3*	50 ^{NS}	50 ^{NS}	291 ^{NS}	291 ^{NS}	980 ^{NS}	883 ^{NS}	291 ^{NS}	291 ^{NS}	763 ^{NS}	NS	NS	
2	NS	NS	-	NS	NS	NS	NS	NS	NS	772 ^{NS}	183 ^{NS}	26*	1*	26*	26*	183 ^{NS}	183 ^{NS}	939 ^{NS}	772 ^{NS}	183 ^{NS}	183 ^{NS}	616 ^{NS}	NS	NS	
3	NS	NS	NS	-	NS	NS	NS	NS	NS	653 ^{NS}	118 ^{NS}	14*	<1*	14*	14*	118 ^{NS}	118 ^{NS}	875 ^{NS}	653 ^{NS}	118 ^{NS}	118 ^{NS}	485 ^{NS}	999 ^{NS}	NS	
4	NS	NS	NS	NS	-	NS	NS	NS	NS	653 ^{NS}	118 ^{NS}	14*	<1*	14*	14*	118 ^{NS}	118 ^{NS}	875 ^{NS}	653 ^{NS}	118 ^{NS}	118 ^{NS}	485 ^{NS}	999 ^{NS}	NS	
5	NS	NS	NS	NS	NS	-	NS	NS	NS	653 ^{NS}	118 ^{NS}	14*	<1*	14*	14*	118 ^{NS}	118 ^{NS}	875 ^{NS}	653 ^{NS}	118 ^{NS}	118 ^{NS}	485 ^{NS}	999 ^{NS}	NS	
6	NS	NS	NS	NS	NS	NS	-	NS	NS	653 ^{NS}	118 ^{NS}	14*	<1*	14*	14*	118 ^{NS}	118 ^{NS}	875 ^{NS}	653 ^{NS}	118 ^{NS}	118 ^{NS}	485 ^{NS}	999 ^{NS}	NS	
7	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	-	NS	883 ^{NS}	291 ^{NS}	50 ^{NS}	3*	50 ^{NS}	50 ^{NS}	291 ^{NS}	291 ^{NS}	980 ^{NS}	883 ^{NS}	291 ^{NS}	291 ^{NS}	763 ^{NS}	NS	NS	
8	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	-	NS	883 ^{NS}	432 ^{NS}	75 ^{NS}	432 ^{NS}	432 ^{NS}	883 ^{NS}	883 ^{NS}	NS	NS	883 ^{NS}	883 ^{NS}	998 ^{NS}	NS	NS	
9	950 ^{NS}	883 ^{NS}	772 ^{NS}	653 ^{NS}	653 ^{NS}	653 ^{NS}	653 ^{NS}	883 ^{NS}	NS	-	NS	999 ^{NS}	895 ^{NS}	999 ^{NS}	999 ^{NS}	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	997 ^{NS}
10	422 ^{NS}	291 ^{NS}	183 ^{NS}	118 ^{NS}	118 ^{NS}	118 ^{NS}	118 ^{NS}	291 ^{NS}	883 ^{NS}	NS	-	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	960 ^{NS}	738 ^{NS}
11	91 ^{NS}	50 ^{NS}	26*	14*	14*	14*	14*	50 ^{NS}	432 ^{NS}	999 ^{NS}	NS	-	NS	NS	NS	NS	NS	984 ^{NS}	999 ^{NS}	NS	NS	NS	615 ^{NS}	264 ^{NS}	
12	7*	3*	1*	<1*	<1*	<1*	<1*	3*	75 ^{NS}	895 ^{NS}	NS	NS	-	NS	NS	NS	NS	672 ^{NS}	895 ^{NS}	NS	NS	957 ^{NS}	146 ^{NS}	34*	
13	91 ^{NS}	50 ^{NS}	26*	14*	14*	14*	14*	50 ^{NS}	432 ^{NS}	999 ^{NS}	NS	NS	NS	-	NS	NS	NS	984 ^{NS}	999 ^{NS}	NS	NS	NS	615 ^{NS}	264 ^{NS}	
14	91 ^{NS}	50 ^{NS}	26*	14*	14*	14*	14*	50 ^{NS}	432 ^{NS}	999 ^{NS}	NS	NS	NS	NS	-	NS	NS	984 ^{NS}	999 ^{NS}	NS	NS	NS	615 ^{NS}	264 ^{NS}	
15	422 ^{NS}	291 ^{NS}	183 ^{NS}	118 ^{NS}	118 ^{NS}	118 ^{NS}	118 ^{NS}	291 ^{NS}	883 ^{NS}	NS	NS	NS	NS	NS	NS	-	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	960 ^{NS}	738 ^{NS}
16	422 ^{NS}	291 ^{NS}	183 ^{NS}	118 ^{NS}	118 ^{NS}	118 ^{NS}	118 ^{NS}	291 ^{NS}	883 ^{NS}	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	-	NS	NS	NS	NS	NS	NS	960 ^{NS}	738 ^{NS}
17	995 ^{NS}	980 ^{NS}	939 ^{NS}	875 ^{NS}	875 ^{NS}	875 ^{NS}	875 ^{NS}	980 ^{NS}	NS	NS	NS	984 ^{NS}	672 ^{NS}	984 ^{NS}	984 ^{NS}	NS	NS	-	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS
18	950 ^{NS}	883 ^{NS}	772 ^{NS}	653 ^{NS}	653 ^{NS}	653 ^{NS}	653 ^{NS}	883 ^{NS}	NS	NS	NS	999 ^{NS}	895 ^{NS}	999 ^{NS}	999 ^{NS}	NS	NS	NS	-	NS	NS	NS	NS	997 ^{NS}	
19	422 ^{NS}	291 ^{NS}	183 ^{NS}	118 ^{NS}	118 ^{NS}	118 ^{NS}	118 ^{NS}	291 ^{NS}	883 ^{NS}	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	-	NS	960 ^{NS}	738 ^{NS}	
20	422 ^{NS}	291 ^{NS}	183 ^{NS}	118 ^{NS}	118 ^{NS}	118 ^{NS}	118 ^{NS}	291 ^{NS}	883 ^{NS}	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	-	NS	960 ^{NS}	738 ^{NS}
21	873 ^{NS}	763 ^{NS}	616 ^{NS}	485 ^{NS}	485 ^{NS}	485 ^{NS}	485 ^{NS}	763 ^{NS}	998 ^{NS}	NS	NS	NS	957 ^{NS}	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	-	NS	984 ^{NS}	
22	NS	NS	NS	999 ^{NS}	999 ^{NS}	999 ^{NS}	999 ^{NS}	NS	NS	NS	960 ^{NS}	615 ^{NS}	146 ^{NS}	615 ^{NS}	615 ^{NS}	960 ^{NS}	960 ^{NS}	NS	NS	960 ^{NS}	960 ^{NS}	NS	-	NS	
23	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	997 ^{NS}	738 ^{NS}	264 ^{NS}	34*	264 ^{NS}	264 ^{NS}	738 ^{NS}	738 ^{NS}	NS	997 ^{NS}	738 ^{NS}	738 ^{NS}	984 ^{NS}	NS	-	

Em que: *: significativo pelo teste de Tukey a 5% de probabilidade estatística; NS: não significativo pelo teste de Tukey a 5% de probabilidade estatística.

Analogamente ao apresentado na Tabela 6, a Tabela 7 destaca valores significativos para o efeito simples das horas do dia, os quais foram identificados nas interações entre horários da madrugada, isto é, as sete primeiras horas do dia e horários próximos ao meio dia, sendo eles: 11h, 12h, 13h e 14h. Com o consumo reduzido durante a madrugada, a vazão nas tubulações cai e, conseqüentemente, a pressão nos nós se eleva. Por outro lado, ao meio-dia a situação se inverte, com a alta demanda para atender o aumento do fluxo humano e da frequência de atividades que necessitam de água, a vazão aumenta e a pressão dinâmica é reduzida.

Como mostrado por meio da Tabela 5, foram identificadas diferenças significativas entre vazão e pressão média na rede considerando o efeito simples das estações do ano avaliadas.

Ainda segundo Tsutiya (2006), além do consumo ser maior no verão devido a frequência e ao tempo prolongado de banhos, atividades de lazer e regas de jardim também contribuem para o aumento significativo da demanda nesta estação do ano. A temperatura também influi na demanda e é diretamente proporcional ao consumo. Durante o verão, a temperatura máxima média varia entre 28°C e 34 °C, nas Regiões Norte, Nordeste e Centro-Oeste. Nas Regiões Sul e Sudeste as máximas podem variar entre 24°C e 32°C. Por outro lado, no Inverno, a temperatura máxima média aumenta no norte do Brasil, enquanto, na Região Sul e áreas serranas do Sudeste, predominam valores médios inferiores a 22 °C (INPE, 2019).

Com base nos dados apresentados, as diferenças significativas, identificadas pela Tabela 5, podem ser explicadas, uma vez que o consumo no verão é, consideravelmente, superior ao consumo no inverno. Deste modo, as maiores vazões e menores pressões médias da rede são registradas em meses quentes, sendo este comportamento inverso nos meses frios.

4.4 Cenário de Envelhecimento da Tubulação na Variação Diária do Consumo

O resumo da ANAVA realizada para comparação entre amostras de pressão nos nós e vazão nas tubulações da rede malhada estudada, no cenário de envelhecimento da tubulação na variação diária do consumo de água, pode ser visto na Tabela 8.

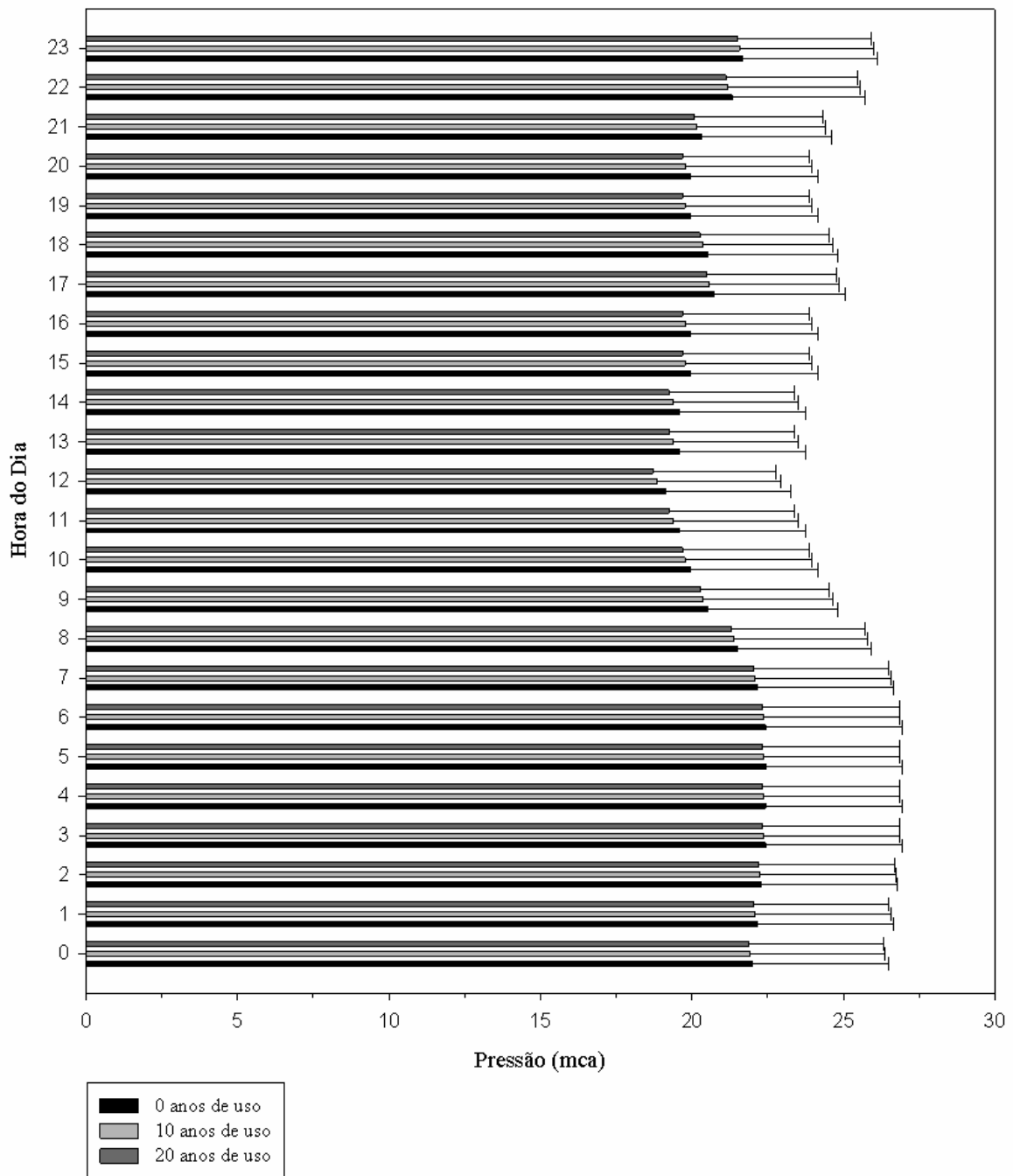
Tabela 8 – Resumo da ANAVA para as fontes de variação hora do dia e idade da tubulação na análise da variação da pressão na rede de abastecimento de água estudada.

Fontes de variação	Pressão		
	GL	QM	F
Hora do dia (H)	23	134,636	7,202**
Idade da tubulação (I)	2	10,532	0,563 ^{NS}
H x I	46	0,118	0,00631 ^{NS}
Resíduo	2088	18,694	
Total	2159	19,525	

Em que: **: significativo pelo teste F a 1% de probabilidade estatística; ^{NS}: não significativo pelo teste F a 1% de probabilidade estatística. Fonte: O autor (2020).

O cenário de envelhecimento da tubulação possui o mesmo padrão temporal do cenário diário e apresenta as pressões médias horárias para três diferentes idades de tubulação (0, 10 e 20 anos), conforme apresentado na Figura 26.

Figura 26 – Efeito do envelhecimento da tubulação na variação da pressão média nos nós da rede malhada estudada, em função das horas do dia.



Fonte: O autor (2020).

Pela análise da Figura 26, conforme ocorre o envelhecimento da tubulação, e consequentemente, a deterioração desta, mais reduzida se torna a pressão média horária, isto é, com a tubulação mais rugosa, a pressão nos nós caem, já que neste cenário a demanda por água manteve-se constante.

Tal fato indica que a deterioração da tubulação é capaz de comprometer o funcionamento hidráulico de uma rede de abastecimento, sendo indispensável a realização de manutenções na rede com o passar dos anos, a fim de evitar a interrupção do abastecimento de água. Esse fato torna-se mais relevante se o padrão de consumo da população aumentar com o tempo ou mesmo se houver uma variação positiva da população a ser atendida pela rede, já que ritmo ascendente de crescimento populacional influencia na complexidade dos sistemas de abastecimento de água potável, conforme apresentado por Guidi (2016).

Neste estudo não foram identificados efeitos significativos do envelhecimento da tubulação sobre os valores médios de vazão e pressões dinâmicas determinadas nos nós. Isso se deve ao fato da rugosidade da tubulação de PVC não possuir um aumento expressivo com o passar dos anos, sendo esta é uma das grandes vantagens de materiais plásticos sobre tubulações de ferro fundido, pois além de uma menor redução do coeficiente C com o passar do tempo, é mais seguro em relação ao fator sanitário. De acordo com Azevedo Netto e Fernández (2015), ensaios e verificações em que foram empregados tubos de ferro fundido de boa qualidade, sem revestimento interno, mostraram que para o início de funcionamento, o coeficiente C assume valores próximos a 140. Entretanto, pouco tempo depois, esse valor cai para 130 e com o passar do tempo, atinge valores ainda mais baixos. Além disso, a tendência à dissolução do ferro e a presença de oxigênio dissolvido na água, fatores primordiais na corrosão, são responsáveis pela formação de tubérculos na superfície interna dos tubos, reduzindo a seção com a deposição do material, se tornando, assim, uma possível fonte de contaminação da água.

Por meio da comparação dos valores de pressão média horária entre as idades de tubulação apresentadas na Figura 26, nota-se que a pressão média nos nós da rede diminui menos de 1% aos 20 anos de idade em relação a tubulação nova, em horários de baixo consumo, chegando a 2,5% de redução no pico de consumo, ao meio dia.

Vale ressaltar que as vazões não mudam, pois, as demandas avaliadas são as mesmas. Caso um cenário interativo entre aumento da demanda com o tempo e envelhecimento fosse criado, haveria diferença entre vazões e isso levaria a maiores diferenças entre pressões nos nós nas comparações.

A significância e p-valor das comparações múltiplas entre pares dos níveis do efeito simples da hora do dia no cenário de avaliação do efeito do envelhecimento da tubulação, são mostrados na Tabela 9.

Tabela 9 – Significância e p-valor ($\times 10^{-3}$) das comparações múltiplas entre pressões para o efeito simples das horas do dia no cenário de envelhecimento da tubulação da rede de abastecimento de água estudada.

HORA	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	
0	-	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	825 ^{NS}	121 ^{NS}	8*	<1*	8*	8*	121 ^{NS}	121 ^{NS}	958 ^{NS}	825 ^{NS}	121 ^{NS}	121 ^{NS}	574 ^{NS}	NS	NS	
1	NS	-	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	667 ^{NS}	61 ^{NS}	3*	<1*	3*	3*	61 ^{NS}	61 ^{NS}	880 ^{NS}	667 ^{NS}	61 ^{NS}	61 ^{NS}	395 ^{NS}	NS	NS	
2	NS	NS	-	NS	NS	NS	NS	NS	NS	495 ^{NS}	29*	1*	<1*	1*	1*	29*	29*	753 ^{NS}	495 ^{NS}	29*	29*	252 ^{NS}	999 ^{NS}	NS	
3	NS	NS	NS	-	NS	NS	NS	NS	NS	345 ^{NS}	14*	<1*	<1*	<1*	<1*	14*	14*	601 ^{NS}	345 ^{NS}	14*	14*	153 ^{NS}	993 ^{NS}	NS	
4	NS	NS	NS	NS	-	NS	NS	NS	NS	345 ^{NS}	14*	<1*	<1*	<1*	<1*	14*	14*	601 ^{NS}	345 ^{NS}	14*	14*	153 ^{NS}	993 ^{NS}	NS	
5	NS	NS	NS	NS	NS	-	NS	NS	NS	345 ^{NS}	14*	<1*	<1*	<1*	<1*	14*	14*	601 ^{NS}	345 ^{NS}	14*	14*	153 ^{NS}	993 ^{NS}	NS	
6	NS	NS	NS	NS	NS	NS	-	NS	NS	345 ^{NS}	14*	<1*	<1*	<1*	<1*	14*	14*	601 ^{NS}	345 ^{NS}	14*	14*	153 ^{NS}	993 ^{NS}	NS	
7	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	-	NS	667 ^{NS}	61 ^{NS}	3*	<1*	3*	3*	61 ^{NS}	61 ^{NS}	880 ^{NS}	667 ^{NS}	61 ^{NS}	61 ^{NS}	395 ^{NS}	NS	NS	
8	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	-	998 ^{NS}	605 ^{NS}	118 ^{NS}	7*	118 ^{NS}	118 ^{NS}	605 ^{NS}	605 ^{NS}	NS	998 ^{NS}	605 ^{NS}	605 ^{NS}	975 ^{NS}	NS	NS	
9	825 ^{NS}	667 ^{NS}	495 ^{NS}	345 ^{NS}	345 ^{NS}	345 ^{NS}	345 ^{NS}	667 ^{NS}	998 ^{NS}	-	NS	979 ^{NS}	552 ^{NS}	979 ^{NS}	979 ^{NS}	NS	NS	NS	-	NS	NS	NS	NS	NS	985 ^{NS}
10	121 ^{NS}	61 ^{NS}	29*	14*	14*	14*	14*	61 ^{NS}	605 ^{NS}	NS	-	NS	997 ^{NS}	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	-	NS	NS	809 ^{NS}	394 ^{NS}
11	8*	3*	1*	<1*	<1*	<1*	<1*	3*	118 ^{NS}	979 ^{NS}	NS	-	NS	NS	NS	NS	NS	887 ^{NS}	979 ^{NS}	NS	NS	999 ^{NS}	224 ^{NS}	52 ^{NS}	
12	<1*	<1*	<1*	<1*	<1*	<1*	<1*	<1*	7*	552 ^{NS}	997 ^{NS}	NS	-	NS	NS	997 ^{NS}	997 ^{NS}	303 ^{NS}	552 ^{NS}	997 ^{NS}	997 ^{NS}	808 ^{NS}	20*	2*	
13	8*	3*	1*	<1*	<1*	<1*	<1*	3*	118 ^{NS}	979 ^{NS}	NS	NS	NS	-	NS	NS	NS	887 ^{NS}	979 ^{NS}	NS	NS	999 ^{NS}	224 ^{NS}	52 ^{NS}	
14	8*	3*	1*	<1*	<1*	<1*	<1*	3*	118 ^{NS}	979 ^{NS}	NS	NS	NS	NS	-	NS	NS	887 ^{NS}	979 ^{NS}	NS	NS	999 ^{NS}	224 ^{NS}	52 ^{NS}	
15	121 ^{NS}	61 ^{NS}	29*	14*	14*	14*	14*	61 ^{NS}	605 ^{NS}	NS	NS	NS	997 ^{NS}	NS	NS	-	NS	NS	NS	NS	NS	-	NS	809 ^{NS}	394 ^{NS}
16	121 ^{NS}	61 ^{NS}	29*	14*	14*	14*	14*	61 ^{NS}	605 ^{NS}	NS	NS	NS	997 ^{NS}	NS	NS	NS	-	NS	NS	NS	NS	-	NS	809 ^{NS}	394 ^{NS}
17	958 ^{NS}	880 ^{NS}	753 ^{NS}	601 ^{NS}	601 ^{NS}	601 ^{NS}	601 ^{NS}	880 ^{NS}	NS	NS	NS	887 ^{NS}	303 ^{NS}	887 ^{NS}	887 ^{NS}	NS	NS	-	NS	NS	NS	NS	NS	NS	999 ^{NS}
18	825 ^{NS}	667 ^{NS}	495 ^{NS}	345 ^{NS}	345 ^{NS}	345 ^{NS}	345 ^{NS}	667 ^{NS}	998 ^{NS}	NS	NS	979 ^{NS}	552 ^{NS}	979 ^{NS}	979 ^{NS}	NS	NS	NS	-	NS	NS	NS	NS	NS	985 ^{NS}
19	121 ^{NS}	61 ^{NS}	29*	14*	14*	14*	14*	61 ^{NS}	605 ^{NS}	NS	NS	NS	997 ^{NS}	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	-	NS	NS	809 ^{NS}	394 ^{NS}
20	121 ^{NS}	61 ^{NS}	29*	14*	14*	14*	14*	61 ^{NS}	605 ^{NS}	NS	NS	NS	997 ^{NS}	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	-	NS	809 ^{NS}	394 ^{NS}
21	574 ^{NS}	395 ^{NS}	252 ^{NS}	153 ^{NS}	153 ^{NS}	153 ^{NS}	153 ^{NS}	395 ^{NS}	975 ^{NS}	NS	NS	999 ^{NS}	808 ^{NS}	999 ^{NS}	999 ^{NS}	NS	NS	NS	NS	NS	NS	-	997 ^{NS}	901 ^{NS}	
22	NS	NS	999 ^{NS}	993 ^{NS}	993 ^{NS}	993 ^{NS}	993 ^{NS}	NS	NS	NS	809 ^{NS}	224 ^{NS}	20*	224 ^{NS}	224 ^{NS}	809 ^{NS}	809 ^{NS}	NS	NS	809 ^{NS}	809 ^{NS}	997 ^{NS}	-	NS	
23	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	985 ^{NS}	394 ^{NS}	52 ^{NS}	2*	52 ^{NS}	52 ^{NS}	394 ^{NS}	394 ^{NS}	999 ^{NS}	985 ^{NS}	394 ^{NS}	394 ^{NS}	901 ^{NS}	NS	-	

Em que: *: significativo pelo teste de Tukey a 5% de probabilidade estatística; ^{NS}: não significativo pelo teste de Tukey a 5% de probabilidade estatística.

De maneira semelhante ao cenário sazonal, o efeito simples das horas do dia para o cenário de envelhecimento da tubulação, registrou valores significativos nas interações entre as sete primeiras horas do dia e horários próximos ao meio-dia, sendo eles: 11h, 12h, 13h e 14h. Do mesmo modo, a grande diferença de demanda entre esses horários explica tais valores, ou seja, durante a madrugada o consumo de água é baixo, enquanto que em horários próximos ao meio-dia o consumo é elevado. Valores significativos também foram registrados nas interações entre o período da madrugada, isto é, de 2h às 6h e os seguintes horários: 10h, 15h, 16h, 19h e 20h. Isto está associado ao coeficiente C, que com o passar dos anos, com o envelhecimento da tubulação, tem seu valor reduzido, levando, conseqüentemente, a maiores valores de perda de carga unitária nas tubulações. Apesar de os horários de 10h, 15h, 16h, 19h e 20h não serem os de maior consumo no dia, ainda sim possuem uma demanda significativa quando comparados as horas da madrugada. O aumento da perda de carga com o aumento da rugosidade, gera a redução das pressões dinâmicas médias da rede, a ponto de apresentarem diferenças significativas entre os referidos horários, ou seja, pressões médias consideravelmente maiores durante o período da madrugada.

5 CONCLUSÃO

Por meio da criação de quatro cenários de variação de consumo baseados em dados presentes na literatura nacional, cada qual composto por uma simulação hidráulica feita através do software auxiliar EPANET 2.0 e aplicados a uma rede de abastecimento de água potável fictícia do tipo malhada, foi possível identificar particularidades da variabilidade temporal, ou seja, horário em um dia, semanal, sazonal ou por efeito do envelhecimento da tubulação, sobre o comportamento hidráulico da rede.

Ademais, como foi avaliada a situação mais crítica de funcionamento para todos os cenários criados, as análises estatísticas para variação sazonal e envelhecimento da rede, identificaram diferenças significativas no funcionamento hidráulico da rede para o efeito simples da hora do dia, em ambos os casos, e das estações do ano, não sendo observadas interações entre os efeitos principais.

Com a análise dos quatro cenários, apesar de a rede malhada adotada para o estudo apresentar problemas em relação a baixas vazões e, conseqüentemente, velocidades de escoamento de água, percebe-se que a variabilidade temporal tem influência significativa quanto ao funcionamento hidráulico da mesma, na qual o funcionamento crítico, isto é, as menores pressões e maiores vazões médias, são registradas em época de verão em horários próximos ao meio-dia. Contudo, não se pode desprezar que o dimensionamento das redes de abastecimento de água do tipo malhada possuem problemas quanto a sua implementação, ao se tratar de loteamentos de pequenas proporções e com abastecimento individual, já que a generalização de derivações e não-discretização das tomadas de água, com intuito de simplificação de cálculos, também alteram seu comportamento hidráulico.

Os cenários criados, principalmente o sazonal, permitiram identificar que a perda de carga sofre mais influência dos diâmetros da tubulação do que da vazão, como esperado, portanto com a presença de um reservatório com carga constante, a variação das vazões não implica a variação proporcional na pressão de forma absoluta, fato que pôde ser observado pelas grandes diferenças percentuais encontradas entre as vazões das estações do ano ($\approx 50\%$) e as pequenas diferenças percentuais entre as pressões para o mesmo cenário ($\approx 10\%$).

Portanto, conclui-se que a variabilidade temporal e fatores associados a esta, são de fundamental importância na avaliação do funcionamento hidráulico destes sistemas, e que por isso devem estar presentes na fase de planejamento e projeto de redes de abastecimento, sendo analisadas também, no planejamento de futuras manutenções e intervenções.

REFERÊNCIAS

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (ANA). **Conjuntura Brasil: Recursos Hídricos**. 2019. Disponível em: < <http://conjuntura.ana.gov.br/static/media/conjuntura-completo.bb39ac07.pdf> >. Acesso em 27 mar. 2020.

AMANCO. **Catálogo linha infraestrutura**. 2018. Disponível em: < http://assets.production.amanco.com.br.s3.amazonaws.com/uploads/gallery_asset/file/134/Catálogo_Infraestrutura_2018-WEB-FINAL.pdf >. Acesso em 18 mai. 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL (ABES). **Perdas de Água**. 2015. Disponível em: <<http://abes-dn.org.br/pdf/Perdasdeagua2015.pdf>>. Acesso em: 28 mar. 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12211: Estudos de concepção de sistemas públicos de abastecimento de água**. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12218: Projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público**. Rio de Janeiro, 2017.

AZEVEDO NETTO, J.M; FERNÁNDEZ, M. F. **Manual de Hidráulica**. 9. ed. São Paulo: Blucher, 2015. 632p.

BRASIL. Ministério da Saúde. **Portaria N° 2.914, de 12 de dezembro de 2011**. Dispõe sobre os procedimentos de controle e de vigilância da qualidade da água para consumo humano e seu padrão de potabilidade. Diário Oficial da União, Brasília, DF, 2011. Disponível em: < https://bvsms.saude.gov.br/bvs/saudelegis/gm/2011/prt2914_12_12_2011.html >. Acesso em 27 mar. 2020.

GUIDI, J. M. M. **Análise da variação do consumo de água utilizando dados obtidos por supervisores remotos** – estudo de caso: município de Franca-SP. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2016.

GUIMARÃES, A. J. A.; CARVALHO, D. F. de; SILVA, L. D. B. da. **Saneamento básico**. 2007. Disponível em: <<http://www.ufrj.br/institutos/it/deng/leonardo/downloads/APOSTILA/Apostila%20IT%20179/Cap%204%20parte%201.pdf>>. Acesso em: 05 abr. 2020.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE). **Séries históricas e estatísticas: Doenças relacionadas ao saneamento ambiental inadequado**. 2016. Disponível em: <<https://seriesestatisticas.ibge.gov.br/series.aspx?vcodigo=AM38>>. Acesso em 30 mar. 2020.

INSTITUTO NACIONAL DE PESQUISAS ESPACIAIS (INPE). **Centro de Previsão de Tempo e Estudos Climáticos**. 2019. Disponível em: <<http://infoclima1.cptec.inpe.br/#>>. Acesso em: 02 ago. 2020.

LABORATÓRIO DE EFICIÊNCIA ENERGÉTICA E HIDRÁULICA EM SANEAMENTO (LENHS). **EPANET 2.0: Manual do Usuário**. 2009. Universidade Federal da Paraíba, 2009. 197p.

ONU BRASIL. **Relatório das Nações Unidas: Desenvolvimento dos Recursos Hídricos**. 2017. Disponível em: < <https://nacoesunidas.org/acao/agua/> >. Acesso em: 27 mar. 2020.

PORTO, R. de M. **Hidráulica básica**. 4. Ed. São Carlos: EESC/USP, 2006. 540p.

RICCALDONE, D. **Comparação de dimensionamento de redes de distribuição de água por modelos computacionais**. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2016.

SILVA, M. L. da.; THEBALDI, M. S.; NOVAIS, T. de M. F. **Alternativa para dimensionamento de redes ramificadas de abastecimento de água: avaliação hidráulica e orçamentária**. **Sustentare**: Periódico da Universidade do Vale do Rio Verde. v. 3, n. 1, 2019, p. 3-16.

SISTEMA NACIONAL DE INFORMAÇÕES SOBRE SANEAMENTO (SNIS). **Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgoto**. 2018. Disponível em: <http://www.snis.gov.br/downloads/diagnosticos/ae/2018/Diagnostico_AE2018.pdf>. Acesso em: 30 mar. 2020.

TSUTIYA, M. T. **Abastecimento de Água**. 3. ed. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006. 643p.

U.S ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY (EPA). **EPANET**: Application for Modeling Drinking Water Distribution Systems. Disponível em: <<https://www.epa.gov/water-research/epanet#tab-5>>. Acesso em: 02 ago. 2020.