



UNIVERSIDADE FEDERAL DE RONDÔNIA
CAMPUS DE JI-PARANÁ
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA AMBIENTAL



FAGNER ALVES DE LIMA

**DIMENSIONAMENTO DE REDE DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA
UTILIZANDO O PROGRAMA DE COMPUTADOR EPANET: ESTUDO DE CASO
EM JI-PARANÁ - RO**

Ji-Paraná

2015

FAGNER ALVES DE LIMA

**DIMENSIONAMENTO DE REDE DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA
UTILIZANDO O PROGRAMA DE COMPUTADOR EPANET: ESTUDO DE CASO
EM JI-PARANÁ - RO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Departamento de Engenharia Ambiental, Fundação Universidade Federal de Rondônia, *Campus* de Ji-Paraná, como parte dos requisitos para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Ambiental.

Orientador: Prof. Robson Alves de Oliveira

Ji-Paraná

2015

L732d
2015

Lima, Fagner Alves de

Dimensionamento de rede de distribuição de água utilizando o programa de computador EPANET: Estudo de caso em Ji-Paraná-RO. / Fagner Alves de Lima; orientador, Robson Alves de Oliveira. -- Ji-Paraná, 2015

63 p. : 30 cm

Trabalho de conclusão de Curso Bacharel em Engenharia Ambiental. -- Universidade Federal de Rondônia, 2015

Inclui referências

1. Abastecimento de água. 2. Água Potável. 3. Tratamento de água. I. Oliveira, Robson Alves de. II. Universidade Federal de Rondônia. III. Título

CDU 628.1

Bibliotecário: Alex Almeida CRB 11/853



UNIVERSIDADE FEDERAL DE RONDÔNIA
CAMPUS DE JI-PARANÁ
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA AMBIENTAL



TÍTULO: DIMENSIONAMENTO DE REDE DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA UTILIZANDO O PROGRAMA DE COMPUTADOR EPANET: ESTUDO DE CASO EM JI-PARANÁ - RO

AUTOR: FAGNER ALVES DE LIMA

O presente Trabalho de Conclusão de Curso foi defendido como parte dos requisitos para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Ambiental e aprovado pelo Departamento de Engenharia Ambiental, Fundação Universidade Federal de Rondônia, Campus de Ji-Paraná, no dia 14 de dezembro de 2015.

Prof. Me. Robson Alves de Oliveira
Universidade Federal de Rondônia

Prof. Me. Alberto Dresch Webler
Universidade Federal de Rondônia

Profa. Dra. Nara Luísa Reis de Andrade
Universidade Federal de Rondônia

Ji-Paraná, 14 de dezembro de 2015.

Dedico esse feito aos meus pais, Roberto Soares de Lima e Francisca Joscileide Alves de Lima, por sempre me apoiarem, me amarem e buscarem me dar o melhor, sem medir esforços independente das circunstâncias.

Dedico a minha linda irmã Roberta, que amo muito e que sonho ver alcançando seus sonhos, no qual, meu maior desejo é poder contribuir nessas realizações, e acredito que esse é apenas o primeiro passo.

Dedico a toda minha família, que sempre me deram animo para continuar nessa árdua caminhada.

E dedico ao Deus Todo Poderoso, digno de toda honra e glória, que sempre me abençoou, protegeu e principalmente, demonstrou todo o seu amor e cuidado, colocando todas essas pessoas incríveis em minha vida.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer às pessoas que foram extremamente fundamentais para a elaboração deste trabalho, e que, de alguma forma, contribuíram para a concretização do meu objetivo.

Primeiramente aos meus pais que sempre me apoiaram e nunca mediram esforços para me verem realizado e feliz. Agradeço a toda minha família, que nunca deixaram de me apoiar, cuidar e amar, sempre levantando meu humor e me fortalecendo em cada mínimo gesto demonstrado.

Obrigado minha nega, por estar comigo, me suportando e cuidando, em cada momento feliz ou estressante, no qual, sempre o estressado era eu, e você sempre calma e cuidadosa. Aprendi muito com você Cindy, você é muito especial.

Obrigado ao Grupo da BR por estarem comigo e me acolherem nessa trajetória tão difícil e desgastante. Foram nossos churrascos, peladas, noites no caldo, tererés e demais momentos de descontração que me fizeram sentir em casa e motivado a continuar. Obrigado André, não esqueci da nossa parceria, das tardes no rio e de café e que você ainda me deve uma bike.

Valeu negada de Vilhena, que fizeram parte da minha infância e estão comigo até hoje, vocês são muito especiais, Caio, Geaniny, Junior, Juliano, Max, Pets, Renan e Zim, e em especial, o Emerson, obrigado mano, você é um exemplo para mim, me inspiro na sua coragem e força de vontade em realizar seus sonhos. E é claro, obrigado por me levar no primeiro dia de aula na faculdade.

Obrigado Davi, por me avisar no penúltimo dia de matrícula que fui “reaprovado” no vestibular, sem isso, nunca teria saído de Vilhena.

Ao meu orientador Prof. Robson e ao Prof. Alberto pela contribuição, paciência e disposição para realização deste trabalho.

Ao Sr. Carlos Rebouças por ter disponibilizados informações que foram essenciais para a realização deste estudo.

RESUMO

O presente estudo teve por objetivo dimensionar e otimizar uma rede de distribuição de água para abastecimento público de um loteamento (residencial Green Park) localizado na cidade de Ji-Paraná por meio do Programa de computador EPANET. Esse programa é capaz de simular o comportamento hidráulico de redes de abastecimento pressurizadas, possibilitando a obtenção da vazão nos tubos, nível dos reservatórios e pressão dos nós, através de interfaces gráficas. Outra ferramenta utilizada foi o otimizador econômico LENHSNET, que possui sua metodologia acoplada ao simulador hidráulico EPANET. Os dados do levantamento planialtimétrico do residencial Green Park foram disponibilizados pela Companhia de Águas e Esgotos de Rondônia - CAERD em formato vetorial (projeto CAD), assim como as informações do material utilizado, traçado e diâmetros da rede dimensionada pela CAERD possibilitando a primeira simulação. Posteriormente, com os dados de cota de cada esquina calculados, com a população de projeto definida e os valores de consumo-base total, foi possível simular o dimensionamento de uma rede alternativa à disponibilizada pela CAERD. E por fim, feito o dimensionamento das redes no EPANET, o módulo LENHSNET pôde ser ativado, tendo como resultado relatórios das redes contendo as pressões e velocidades máximas e mínimas e o custo de implantação das tubulações, assim como seu novo traçado otimizado. Feito as análises e discussões, conclui-se que, dentre as quatro redes simuladas rede alternativa otimizada foi a que apresentou melhores valores de custo de implantação, pressão e velocidade.

Palavras-chave: Simulador hidráulico, otimizador, interfaces gráficas, pressão.

ABSTRACT

This study aimed to measure and optimize a water distribution network for public supply of an allotment (home Green Park) located in Ji -Parana through the computer program EPANET. This program is able to simulate the behavior of pressurized hydraulic supply networks, making possible to obtain the flow in pipes, tanks and pressure level of the nodes through graphical user interfaces. Another tool used was the LENHSNET economic optimizer, which has its methodology coupled to the hydraulic simulator EPANET. The planialtimetric survey data from residential Green Park were provided by the Water and Sewerage Company of Rondônia - CAERD in vector format (CAD design), as well as information on the material used, layout and diameters network dimensioned for CAERD enabling the first simulation. Later, with the share of data calculated each corner, with a population of set design and total consumption - based values, it was possible to simulate the design of an alternative network provided by CAERD. And finally, made the design of networks in EPANET, the LENHSNET module could be activated, with the network reporting results containing pressures and high and low speeds and the cost of deployment of the pipes, as well as its new optimized layout. Made analyzes and discussions, it was concluded that, among the four simulated alternative networks optimized network showed the best deployment cost values, pressure and speed.

Keywords: hydraulic simulator, optimizer, graphical interfaces, pressure.

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	10
1 REFERENCIAL TEÓRICO	13
1.1 BENEFÍCIOS DA ÁGUA	13
1.2 DOENÇAS DE VEICULAÇÃO HÍDRICA	13
1.3 TRATAMENTO DE ÁGUA PARA ABASTECIMENTO PÚBLICO	14
1.4 SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA (SAA)	15
1.4.1 Partes Constituintes de um SAA	17
1.5 EPANET	21
1.5.1 Método LENHSNET	22
2 MATERIAL E MÉTODOS	23
2.1 ÁREA DE ESTUDO	23
2.2 LEVANTAMENTO PLANIALTIMÉTRICO	25
2.3 QUANTIDADE DE ÁGUA REQUERIDA	26
2.3.1 Alcance de Projeto	26
2.3.2 Previsão de População (Modelos Matemáticos)	26
2.3.3 Estimativa de Consumo	27
2.3.4 Vazão de Distribuição	27
2.3.5 Perdas de Água	28
2.4 CONDIÇÕES HIDRÁULICAS PARA O PROJETO DE REDES	28
2.4.1 Pressões Mínimas e Máximas	28
2.4.2 Limites de Velocidade nas Tubulações de Redes	28
2.4.3 Diâmetro Mínimo nas Tubulações de Redes	29
2.4.4 Escolha do Tipo de Tubo	29
2.5 PERDA DE CARGA	30
2.5.1 Perdas Contínuas	30
2.5.2 Perdas Localizadas	31
2.6 ZONA DE PRESSÃO	32
2.7 DIMENSIONAMENTO PELO EPANET	32
3 RESULTADOS E DISCUSSÃO	35
3.1 SIMULAÇÃO DO PROJETO DA CAERD NO SOFTWARE EPANET	35
3.2 DIMENSIONAMENTO DE REDE ALTERNATIVA	42
3.3 OTIMIZAÇÃO DA REDE ATRAVÉS DO MÉTODO LENHSNET	47

CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	53
REFERÊNCIAS	55

INTRODUÇÃO

A água é um recurso essencial para a vida, portanto, priorizar seu acesso em quantidade e qualidade adequadas é de suma importância para proporcionar qualidade de vida e bem-estar para a população e permitir o desenvolvimento das cidades (BRASIL, 2015).

De acordo com os dados da CETESB (2011), 35% da população mundial não tem acesso a água tratada e 43% não são contempladas com serviços adequados de saneamento básico, sendo que dez milhões de pessoas morrem por ano em decorrência de doenças gastrointestinais transmitidas pela água.

Dentro deste contexto, se faz necessário implantar Estações de Tratamento de Água (ETAs) para adequar as características físicas, químicas e biológicas das águas naturais aos exigidos pelo padrão brasileiro de potabilidade (Portaria MS nº 2914 de 12/12/2011), reduzindo assim o risco de transmissão de doenças pelo consumo de água de má qualidade (DI BERNADO e SABOGAL PAZ, 2008).

Vicentini (2012) caracteriza o sistema de abastecimento de água para consumo humano (SAA) como a retirada da água da natureza com a finalidade de adequar sua qualidade e transportá-la até os cidadãos, em quantidade suficiente e compatível as suas necessidades. Além disso, segundo Tsutiya (2006), os SAA causam o maior impacto na redução das doenças hídricas infecciosas, resultando em benefícios à saúde da população em todos os estratos sociais.

Assim, o abastecimento de água potável visa controlar e prevenir doenças, implantar hábitos higiênicos na população, facilitar as práticas desportivas e limpeza pública e aumentar a qualidade de vida da população, proporcionando conforto, bem-estar e segurança (FUNASA, 2006).

Entretanto, nos sistemas de abastecimento de água no Brasil, tornou-se comum encontrar altos índices de perdas, que correspondem à diferença entre o volume de água produzido e o volume entregue nas ligações domiciliares (GARCIA, 2013). Boa parte dessas

perdas encontram-se na rede de distribuição, sendo causadas principalmente por vazamentos nas tubulações (MOREIRA et al., 2011).

Segundo Lamoglia (2011), as perdas de água na rede de distribuição acarretam duas consequências principais. A primeira está relacionada à segurança microbiológica da água distribuída, uma vez que, com os vazamentos, pode ocorrer a entrada de microrganismos nos condutos, contaminando a água e colocando em risco a saúde da população. Já a segunda está relacionada com as pressões na rede de distribuição que, com os vazamentos, podem reduzir-se a valores inferiores aos recomendados pela norma técnica NBR 12218 - Projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público (ABNT, 1994). Isso tem como principal implicação para os consumidores a falta de água em alguns pontos da rede de distribuição por algumas horas do dia, ou dias da semana (MOREIRA, 2011).

Neste contexto, ressalta-se que as redes de distribuição de água, quando construídas e operadas inadequadamente, não são garantias de saúde para a população. Assim, o correto dimensionamento da rede é fundamental para que se possa reduzir esse problema, pois com o conhecimento do seu adequado funcionamento é possível realizar as devidas medidas de correção ou prevenção num intervalo de tempo adequado para não comprometer o abastecimento da população (VOTRE, 2014).

Em razão disso, tecnologias foram desenvolvidas para tentar minimizar este problema, como por exemplo, o EPANET que é um sistema computacional com capacidade de simular a qualidade da água e o comportamento hidráulico em redes de abastecimento pressurizadas. Este possibilita a obtenção da vazão nos tubos, nível dos reservatórios e pressão dos nós, através de interfaces gráficas, podendo ser observado sua extração de resultados por gráficos e tabelas (ODAN, 2013)

Deste modo, através da aplicação do EPANET, é possível obter metodologias e técnicas de gestão que visam reduzir os riscos para a saúde humana, cumprindo assim seus principais objetivos que são: a projeção da qualidade de água em sistemas de abastecimento público; oferecer apoio às entidades gestoras para compreender as modificações e movimentos que a água está sujeita a sofrer através dos sistemas de distribuição; fornecer suporte técnico e apoiar, no âmbito de regulamentações e políticas, suas decisões (MOREIRA, 2011).

Portanto, mediante ao exposto o presente estudo teve por objetivo dimensionar e otimizar uma rede de distribuição de água para abastecimento público de um loteamento localizado na cidade de Ji-Paraná por meio do programa de computador EPANET. Para isso, se fez necessário desenvolver os objetivos específicos discriminados a seguir:

- a) realizar a adequação do levantamento planialtimétrico para obtenção das cotas dos nós;
- b) quantificar a vazão do projeto da rede de distribuição;
- c) realizar o dimensionamento hidráulico da rede de distribuição projetada pela CAERD no programa computacional EPANET e analisar os parâmetros hidráulicos simulados;
- d) realizar o dimensionamento hidráulico de uma rede alternativa para analisar a influência do trajeto da rede nos parâmetros hidráulicos simulados pelo EPANET;
- e) realizar a otimização das redes de distribuição dimensionadas utilizando o método LENHSNET.

1 REFERENCIAL TEÓRICO

1.1 BENEFÍCIOS DA ÁGUA

Sabe-se que a existência da água é essencial para o desenvolvimento de praticamente todas as atividades realizadas pelo homem sobre a terra, sejam elas urbanas, industriais ou agropecuárias. A água é essencial para própria vida sobre nosso planeta, e no caso do homem compõe 70% do seu corpo e 90% do seu sangue (VIANNA, 2014), atuando no transporte de alimentos, oxigênio e sais minerais, desempenha assim, papel fundamental no metabolismo.

O organismo necessita de uma quantidade variada de elementos indispensáveis para manter a vida, sendo que as águas naturais contêm grande parte desses elementos que podem ser facilmente absorvidos na sua ingestão, constituindo fonte essencial para o desenvolvimento humano (DI BERNADO e SABOGAL PAZ, 2008).

Deste modo, a água pode afetar a saúde humana de várias maneiras: na higiene do ambiente, nos processos industriais, na preparação de alimentos, nas atividades de lazer, na higiene pessoal e pela ingestão direta (FUNASA, 2006).

Entretanto a distribuição da água no tempo, no espaço, na qualidade e no estado físico no planeta Terra é irregular, sendo que a oferta para consumo humano é, em regra, efetuada a partir das águas doces de origens superficiais ou subterrâneas. A escolha entre estas duas possibilidades é condicionada tanto pela dimensão da população servida, quanto pela presença de aquíferos (BRITO; OLIVEIRA; PEIXOTO, 2014). No entanto, as águas naturais podem conter organismos, substâncias, compostos e elementos prejudiciais à saúde, devendo ter seu número ou concentração reduzidos (ou eliminados) para fins de abastecimento público (DI BERNADO; SABOGAL PAZ, 2008).

Dentro desta ótica, o acesso a água, em qualidade e quantidade adequadas, está estreitamente ligado ao bem-estar físico, social e mental, proporcionando, portanto, a manutenção da saúde de seus consumidores (SILVA et al., 2007).

1.2 DOENÇAS DE VEICULAÇÃO HÍDRICA

A água é o elemento mais abundante na Terra e essencial à vida. Entretanto, tem-se constatado que a água passou a ser considerada como um recurso natural cada vez mais escasso, especialmente em áreas com uma elevada densidade populacional (CARDOSO, 2013).

Essa problemática se agrava ainda mais, pois, existem situações em que as fontes de água doce utilizadas pela população, como por exemplo, poços, lagos, riachos e rios, são afetadas constantemente pelo lançamento de esgotos *in natura*, ou de efluentes industriais com elevadas cargas poluidoras levando à degradação e contaminação desses mananciais (FRANCO, 2006). Essa circunstância, além de poder resultar na escassez de água em qualidade para população, pode causar sérios riscos à saúde pública devido os contaminantes que são lançados (BAPTISTA, 2012).

Dentro deste contexto, existem as chamadas doenças de veiculação hídrica, que são ocasionadas especialmente por microrganismos patogênicos de origem entérica, humana ou animal, transmitidos basicamente pela rota fecal-oral, ou seja, são expelidos pelo corpo do indivíduo infectado através das fezes, sendo posteriormente ingeridos por alimentos ou águas contaminadas (GRABOW, 1996 apud AMARAL et al., 2003).

Assim, os riscos à saúde, que podem ser entendidos como sendo a probabilidade de ocorrência de uma reação adversa, ou potencial perigo à saúde das pessoas expostas a ele, relacionados com a água de má qualidade podem ocorrer através do contato direto, que ocorre por meio da ingestão da água contaminada por agentes biológicos, como bactérias patogênicas, parasitas e vírus, ou através de insetos vetores de doenças que utilizam a água para realizar seu ciclo biológico (FUNASA, 2006).

Portanto, visando minimizar essa problemática, existem os sistemas de abastecimento de água, que são obras de engenharia que compõem parte de infraestrutura das cidades, visando prioritariamente minimizar os riscos à saúde impostos pela água, provocando assim grande impacto na redução de doenças infecciosas, quando operados adequadamente (TSUTIYA, 2006).

1.3 TRATAMENTO DE ÁGUA PARA ABASTECIMENTO PÚBLICO

O tratamento da água para consumo humano tem por primeira finalidade torná-la potável, ou seja, adequar a sua qualidade para que seja destinada ao consumo, preparação e produção de alimentos e à higiene pessoal, independentemente da sua origem, atendendo ao padrão brasileiro de potabilidade estabelecido pela Portaria nº 2914/2011 do Ministério da Saúde (BRASIL, 2011). Em síntese, procura-se tornar a água atrativa e segura para o consumo, transformando a água bruta, geralmente inadequada para consumo humano, em água potável (KATAYAMA, 2012).

Além disso, o tratamento de água para abastecimento público deve ainda considerar os critérios de qualidade dos mananciais estabelecidos pela Resolução CONAMA 357/05 no que diz respeito a água potabilizável (BRASIL, 2005). Segundo Nascimento et al. (2008) água potabilizável é aquela que, em função de suas propriedades *in natura*, pode adquirir características de potabilidade, por meio de processos de tratamentos viáveis do ponto de vista técnico-econômico.

Portanto, os principais objetivos do tratamento são de ordem organoléptica e estética, que diz respeito a remoção de cor, gosto, odor e turbidez da água, e de ordem sanitária, referente a inativação de organismos patogênicos e substâncias químicas que representam potenciais riscos à saúde (FUNASA, 2006).

Em relação à seleção do processo de tratamento, este consiste em um trabalho complexo, visto que, depende dos requisitos de qualidade e quantidade exigidos à água final, das características da água bruta, da flexibilização do tratamento com vista a futuras alterações, ou ampliações, das condições físicas e econômicas, das características dos sistemas de distribuição, e do imperativo de reduzir o impacto ambiental principalmente devido a geração de resíduos e energia consumida (BRITO; OLIVEIRA; PEIXOTO, 2014)

Neste contexto, a Resolução CONAMA 357/05 traz a definição de três tipos de tratamento de água, sendo eles o tratamento simplificado, convencional e avançado. O simplificado consiste no processo de clarificação por meio de filtração, desinfecção e correção de pH, quando necessário. O tratamento convencional consiste no processo de clarificação com utilização de coagulação e floculação seguida de desinfecção e correção de pH. E o tratamento avançado caracteriza-se em técnicas de remoção de constituintes refratários aos procedimentos convencionais de tratamento.

No que diz respeito a inativação de organismos patogênicos, o cloro residual tem sido largamente utilizado no país como um importante agente na qualidade do serviço de distribuição de água, pois seu papel fundamental é garantir a qualidade da água em relação a sua concentração microbiológica, no qual, sua finalidade é limitar a presença de microrganismos patogênicos no sistema (VIEIRA, 2013). Sanabria (2013), define cloro residual como sendo a porcentagem de cloro que teve permanecer na rede, este pode ser livre, encontrado na forma de ácido hipocloroso, ou combinado, na forma de cloraminas.

1.4 SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA (SAA)

Um SAA é definido, segundo a norma brasileira NBR 12586 que trata do Cadastro de Sistema de Abastecimento de Água e pela Portaria 2914/2011, como uma instalação composta por um conjunto de obras civis, canalizações e equipamentos, desde a zona de captação até as ligações prediais, destinados a captar, transportar, tratar, reservar e distribuir água, com a finalidade de produzir e fornecer água potável, de forma coletiva, por meio de rede de distribuição (ABNT, 1992; BRASIL, 2011).

Este sistema auxilia no controle de doenças de veiculação hídrica e outros agravos, contribuindo para diminuição nas taxas de morbimortalidade, causados por essas doenças, e para o aumento da expectativa de vida da população e sua produtividade (FUNASA, 2006).

Atualmente no Brasil, muitos SAA funcionam em condições precárias, com baixos índices de atendimento da população e, geralmente, elevados índices de perdas. O país apresenta um índice de atendimento urbano com rede geral de água de 93%. Porém, na Região Norte a situação é crítica, apresentando somente 54,7% dos domicílios atendidos, sendo que, no Estado de Rondônia, a porcentagem da população atendida é apenas 54,8%. No município de Ji-Paraná, a situação não é diferente, apresentando um índice de atendimento de 57,1%, valor bem abaixo do índice médio nacional, entretanto, acima do índice da capital Porto Velho, que é de apenas 38,1%, e do índice médio do Estado (SNIS, 2011).

Agravando essa deficiência no abastecimento, os locais que possuem rede de distribuição de água ainda estão sujeitos a sofrerem com perdas, decorrentes de vazamentos, rachaduras, acidentes e defeitos nas instalações, e que por muitas vezes se dão pelas inadequadas e deficientes operações e manutenções das tubulações e gerenciamento das companhias responsáveis (VIÉGAS, 2009). Segundo o mesmo autor, as perdas podem ocorrer desde a captação do manancial até a entrega ao consumidor, resultando em riscos de contaminação da água devido à entrada de microrganismos patogênicos.

Garcia et al. (2013) definem perda como a diferença entre o volume de água tratada disposta para distribuição e o volume efetivamente entregue aos consumidores finais, medidos por seus hidrômetros, em um determinado intervalo de tempo.

Deste modo, as perdas nos SAA são classificadas segundo Motta (2010), em perdas reais e perdas aparentes. O autor afirma que as perdas reais são correspondentes ao volume de água que se perde desde a captação até a distribuição para o consumidor final, por meio de vazamentos, rachaduras, entre outras imperfeições das tubulações ou reservatórios, e as perdas aparentes são os volumes consumidos, porém não contabilizados pela companhia de saneamento, devido a água estar sendo fornecida por meio de ligações clandestinas, não cadastradas ou a leitura estar sendo feita de forma incorreta.

Dentro dessa realidade se encontra o município de Ji-Paraná, que possui um índice de perdas na distribuição de 38,8%, idêntico à média nacional, porém, bem abaixo do encontrado na cidade de Porto Velho, que é de 72,1% (SNIS, 2011).

A redução de perdas de água nos SAA, além de reduzir o desperdício também gera uma redução com os custos de produção, devido ao corte do uso de energia e de produtos químicos, uma vez que, quanto mais se perde, mais água precisa ser tratada para suprir a demanda de consumo (CARDOSO, 2012).

As perdas no sistema, além dos danos ambientais e financeiros, geram sérios problemas no funcionamento do sistema, pois com o vazamento nas tubulações, ou reservatórios, ocorre uma diminuição na pressão da rede, gerando insatisfação da população que não receberá água na pressão suficiente estabelecida por norma e necessária para a realização de suas atividades (MORAIS; CAVALCANTE; ALMEIDA, 2010).

Outra grave problemática diz respeito à saúde pública, onde qualquer despressurização do sistema, devido à vazamentos na rede de distribuição, pode ocasionar na entrada de agentes nocivos nas canalizações, resultando na contaminação da água e risco de transmissão de doenças às populações atendidas (TSUTIYA, 2006).

1.4.1 Partes Constituintes de um SAA

Dentro dos sistemas de abastecimento de água, encontra-se um conjunto de válvulas, tubulações, bombas, acessórios e reservatórios, responsáveis por atender as condições sanitárias, de pressão e de vazão nos diversos e variados pontos de atendimento (LAMOGLIA, et al., 2011), conforme representado na Figura 1.

A parte estrutural varia conforme as particularidades da região, pois fatores como declividade, cota das ruas, entre outros, são de grande importância e influência para o dimensionamento, porém, de forma geral, estes devem possuir as seguintes partes constituintes: manancial, captação, estação elevatória, adutora, estação de tratamento de água, reservatório e rede de distribuição (RODRIGUES, 2013).

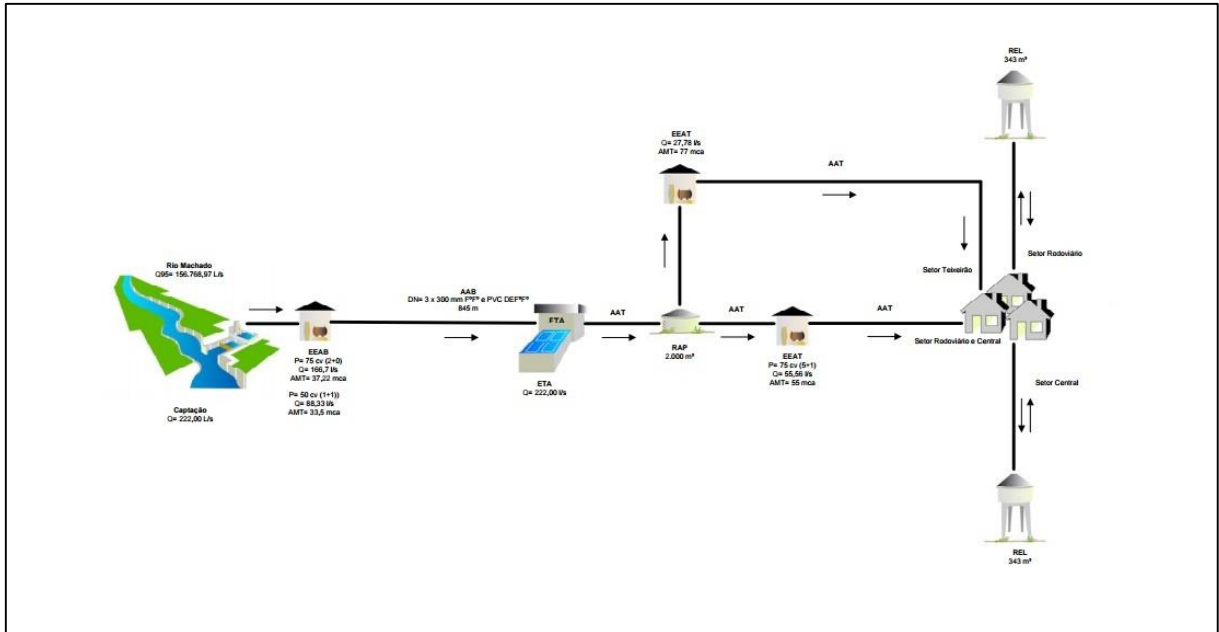


Figura 1 – Exemplo de SAA e seus componentes.
Fonte: Agência Nacional de Água – ANA (2015).

Manancial

Segundo o Ministério do Meio Ambiente - MMA (2015), o manancial é o corpo hídrico, superficial ou subterrâneo, que serve como fonte para a retirada de água para abastecimento público utilizada para consumo humano. Este corpo deve possuir qualidade de água adequada sob a ótica sanitária, e ofertar vazão suficiente para suprir a demanda do período pré-estabelecido em projeto (TSUTIYA, 2006).

Assim, as áreas que contém os mananciais, necessitam, em aspectos gerenciais e legais, ser alvejados de atenção específica para que situações como uso inadequado da água, ausência de infraestrutura de saneamento básico, ocupação desordenada do solo, remoção da cobertura vegetal, entre outros, possam ser mitigadas, evitando a degradação do manancial. (MMA, 2015).

Captação

De acordo com a NBR 12213, que trata de projeto de captação de água de superfície para abastecimento público, a captação de água abrange os equipamentos e instalações, construídos ou montados, junto ao manancial, para a retirada de água, compreendendo a primeira unidade do SAA (ABNT, 1992). A captação pode ser classificada em superficial, subterrânea, de poço profundo ou poço raso, podendo ser realizada em diferentes corpos hídricos, como açudes, rios, lagos, entre outros. (FIOCRUZ, 2015).

Estação elevatória

A estação elevatória ou de recalque, é uma unidade técnica compreendida por um conjunto de tubulações, motores, acessórios e bombas, que possuem a finalidade de transportar, ou recalcar, uma determinada vazão entre reservatórios de menor cota para os de maior cota (MARCOS, 2009).

Esse sistema de elevação de água é constituído por: tubulações de sucção e recalque, que ligam o reservatório inferior à bomba, e a bomba ao reservatório superior; conjunto elevatório; poço de sucção; sala de máquinas e dependências complementares; órgãos de manobra e segurança; instrumentação e casa de bombas, local onde se abrigam, por exemplo, o quadro de comandos, tubos e bombas, as mantendo secas, bem ventiladas e possibilitando uma maior facilitação para inspeção (OLIVEIRA, 2010; MARCOS, 2009; TSUTIYA, 2006).

Adutora

As adutoras são tubulações do SAA responsáveis pelo transporte de água, podendo ser de água bruta, ou seja, da captação a Estação Tratamento de Água – ETA, ou de água tratada, que ocorre entre a ETA e o sistema de distribuição (FIOCRUZ, 2015).

A adução, conforme a energia utilizada para o transporte da água, pode ser classificada de três maneiras: por gravidade, ou energia potencial, baseando-se no escoamento de água entre reservatórios de cotas maiores para os de cotas menores; por energia elétrica, denominadas adutoras de recalque, no qual, a adução ocorre a partir do auxílio de estações elevatórias; ou de forma mista, no qual se têm trechos ora por gravidade, ora por recalque (FUNASA, 2006).

Reservatório

Os reservatórios são os elementos destinados a manter adequadas as pressões na rede de distribuição e regularizar as variações entre as vazões de adução e distribuição (dispositivo de manobra) (TSUTIYA, 2006). Estes podem ser construídos de concreto armado, fibra de vidro, aço, argamassa armada ou alvenaria, sempre sendo necessário estudos e análises adequadas para a utilização de materiais que garantam sua proteção contra o risco de contaminação (FUNASA, 2006)

Rede de distribuição

Segundo a Portaria 2.914/2011, a rede de distribuição é parte do SAA formada por tubulações e seus acessórios, destinados a distribuir água potável, até as ligações prediais (BRASIL, 2011). Desta maneira, são denominadas redes devido a forma de suas tubulações

serem instaladas, formando assim, rede de condutos, entre si interligados, proporcionando variadas derivações para a distribuição de água tratada aos diversos logradouros atendidos (HELLER e PÁDUA, 2010).

Votre (2014) afirma que fatores como o porte, a topografia da área abastecida, a densidade demográfica, e a distribuição podem condicionar a rede a adquirir, desde formas bastantes simples até extremamente complexas.

A rede de distribuição é composta por dois tipos de condutos: os principais e os secundários. Os principais são as tubulações de maior diâmetro e que devem ser, prioritariamente, instaladas em vias públicas sendo direcionadas aos centros de maior demanda, além de ter a função de abastecer os condutos secundários, que possuem o objetivo de abastecer os consumidores que serão atendidos pelo SAA (TSUTIYA, 2006).

De acordo com a disposição dos condutos principais e também de acordo com o sentido de escoamento nas tubulações secundárias, as redes podem ser classificadas em: ramificadas (FIGURA 2), quando uma tubulação tronco é responsável pelo abastecimento, alimentando diretamente os condutos secundários; malhadas (FIGURA 3), quando as tubulações formam blocos ou anéis, abastecendo qualquer ponto em mais de um caminho; ou mistas, que consistem na associação das redes ramificadas e malhadas (TSUTIYA, 2006).

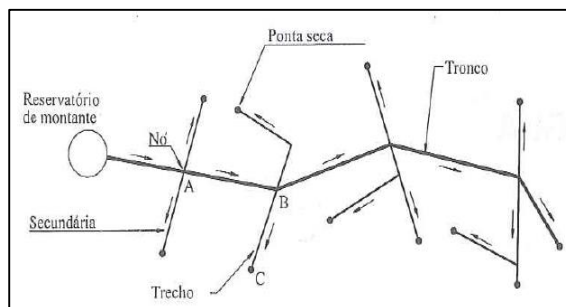


Figura 2 – Esquema de uma rede ramificada.
Fonte: Porto, 2006.

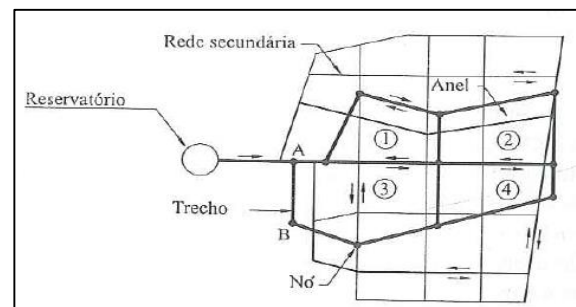


Figura 3 – Esquema de uma rede malhada com quatro anéis.
Fonte: Porto, 2006.

Entretanto, para o ideal funcionamento da rede, está deve se manter dentro de um gradiente de pressão. A pressão mínima deve ser capaz de vencer os desníveis topográficos, as perdas de carga nas tubulações internas dos prédios e no ramal predial, garantindo o abastecimento do reservatório predial padrão, já a pressão máxima não pode ser ultrapassada, vista que seu valor garante a integridade dos tubos, conexões e válvulas, evitando também a perda de água devido a danos nas tubulações (HELLER e PÁDUA, 2010).

Nestes casos, os valores de pressão de interesse são os de pressão dinâmica mínima e de pressão estática máxima, definidas pela NBR 12218, que trata sobre o projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público, como pressão que faz referência ao nível do eixo da via pública, sob condição de consumo não nulo, em determinado ponto da rede, e pressão que faz referência ao nível do eixo da via pública, sob condição de consumo nulo, em determinado ponto da rede, respectivamente (ABNT, 1994).

HELLER e PÁDUA (2010) destacam que a importância da rede de distribuição se dá devido sua característica de garantir o fornecimento de água tratada, em qualidade, quantidade e pressão suficientes aos consumidores finais, e constituir a unidade mais extensa e custosa do SAA.

1.5 EPANET

Em razão dos problemas encontrados e da necessidade do correto funcionamento e supervisão dos SAA, ferramentas e novas técnicas foram sendo desenvolvidas para auxiliarem nessa tarefa. A simulação de redes de distribuição de água é um processo que aumenta a eficiência no gerenciamento da mesma, seja na etapa de projeto e implantação do sistema ou no seu controle operacional, e se dá através da aplicação de softwares computacionais que simulam o funcionamento da rede, proporcionando o conhecimento real da mesma sem que haja sua interferência física (SILVA et al., 2007; VIEGAS et al. 2002).

A partir desta realidade, Martins (2014) afirma que um dos programas mais eficaz à essa simulação de sistema de distribuição é o EPANET, sistema computacional desenvolvido pela Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos (EPA, sigla em inglês) capaz de simular a qualidade da água e o comportamento hidráulico em redes de abastecimento pressurizadas. Este possibilita a obtenção da vazão nos tubos, nível dos reservatórios e pressão dos nós, através de interfaces gráficas, podendo ser observado sua extração de resultados por gráficos e tabelas (ODAN, 2013).

Portanto, através da aplicação do EPANET é possível obter metodologias e técnicas de gestão que visam reduzir riscos para a saúde humana, cumprindo então seus principais objetivos que são: a projeção da qualidade de água em sistemas de abastecimento público; oferecer apoio às entidades gestoras para compreender as modificações e movimentos que a água está sujeita a sofrer através dos sistemas de distribuição; fornecer suporte técnico e apoiar, no âmbito de regulamentações e políticas, suas decisões (MOREIRA, 2011).

1.5.1 Método LENHSNET

Este é um método de otimização para dimensionamento de redes pressurizadas, que proporciona como resposta cotas piezométricas e trechos da rede que alcançarão uma maior economia no projeto (ROCHA, 2014).

Sua metodologia, que atualmente se encontra acoplada ao simulador hidráulico EPANET, compreende um processo de cálculo iterativo e dinâmico que parte de uma solução inicial onde a rede de distribuição é composta pelos diâmetros mínimos admitidos para determinado projeto (GOUVÊIA, 2012).

Esta solução inicial possui um mínimo de custo para implantação da rede, e é baseado nisso que os cálculos são desenvolvidos, de forma iterativa, com a finalidade de encontrar a solução mais econômica e assim substituir, a cada iteração, o diâmetro de um dos trechos, até atender as restrições impostas pelo projetista, como a pressão mínima nos nós ou velocidade máxima nos tubos (ROCHA, 2014).

2 MATERIAL E MÉTODOS

2.1 ÁREA DE ESTUDO

O estado de Rondônia, localizado entre os paralelos 7° 58' e 13° 43' sul e os meridianos 59° 50' e 66° 48' oeste, faz parte da Região Norte do Brasil e tem sua área total dentro da Amazônia Legal (SEDAM, 2015).

Na porção centro-leste do Estado encontra-se o município de Ji-Paraná (Figura 4), localizado no ponto de coordenadas 10° 53' 07" sul e 61° 57' 06" oeste, com uma altitude de 170 metros, e com distância de 374 km da capital Porto Velho (JI-PARANÁ, 2012).

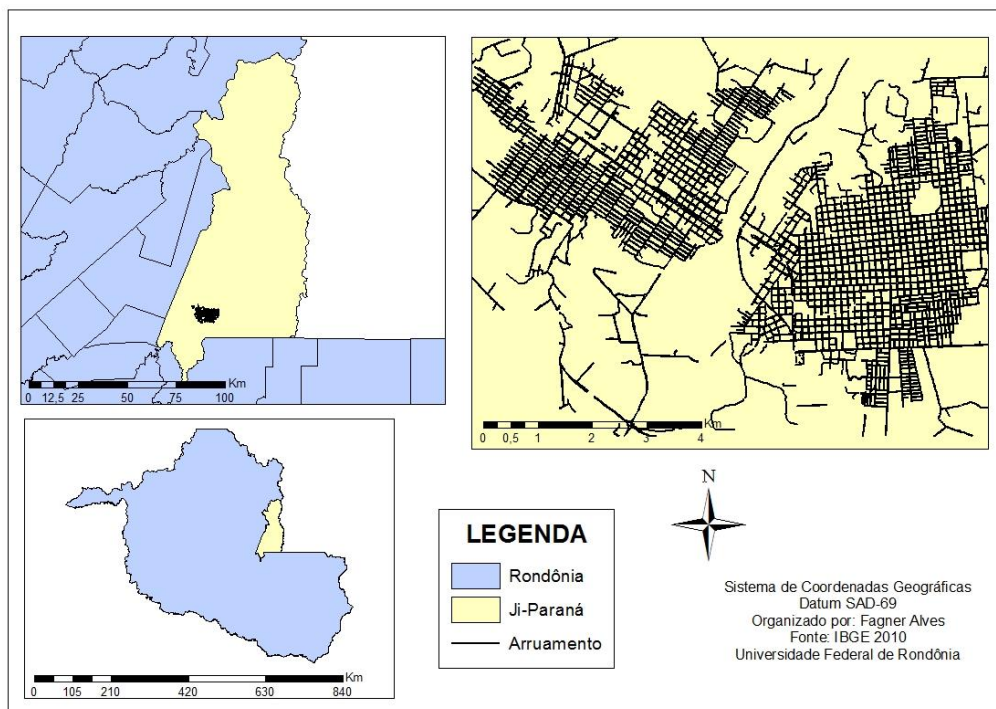


Figura 4 – Mapa de localização do município de Ji-Paraná, RO.

De acordo com o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2010), Ji-Paraná possui uma área de 6.896,604 km² e população de aproximadamente 116.000 habitantes, classificando-se como cidade de médio porte.

Criada em 1977, através da Lei nº 6448 de 11 de outubro de 1977, Ji-Paraná possui sua sede administrativa dividida em dois setores urbanos distintos, denominados de primeiro distrito, zona norte, e segundo distrito, zona sul (IBGE, 2010).

Em termos de saneamento básico o município dispõe de serviços de tratamento e abastecimento de água e coleta de resíduos sólidos, destinados ao aterro controlado municipal,

porém, o serviço de coleta e tratamento de esgoto sanitário ainda é inexistente. O corpo hídrico utilizado pelo município de Ji-Paraná como manancial para captação superficial de água para abastecimento da cidade é o rio Urupá (ANA, 2015). A empresa responsável pelo sistema de abastecimento de água é a Companhia de Águas e Esgotos de Rondônia – CAERD.

A bacia do Urupá localiza-se na porção Centro-Leste do estado de Rondônia, drenando uma área de 4.209 km². Sua nascente encontra-se na reserva indígena Pacaás Novos, que faz parte do Parque Nacional de Pacaás Novos, administrado pelo Instituto Chico Mendes de Conservação da Biodiversidade - ICMBio, e sua desembocadura se faz no rio Ji-Paraná, que deságua no rio Madeira, importante afluente na margem direita do rio Amazonas (BALLESTER, 2003).

O Ji-Paraná e o Urupá são os maiores e principais rios que compõe a hidrografia do município em estudo e assim como as demais bacias da região, o regime hidrográfico divide-se em períodos de cheia entre dezembro e maio e seca entre junho e agosto, os demais meses são considerados de transição (JI-PARANÁ, 2012)

O dimensionamento da rede de distribuição do SAA será no residencial Green Park (Figura 5), localizado no Sítio Ubirajara 2, Gleba Pyrineos, sendo sua entrada localizada nas coordenadas 79° 69' 38" norte e 61° 22' 50" oeste. Deste modo, o Green Park localiza-se na zona residencial do município, conforme estipulado no zoneamento urbano do Plano Diretor de Ji-Paraná (JI-PARANÁ, 2011).

O residencial tem área total de 502.973,00 m², no qual, 139.524,33 m² (27,74%) são referentes às áreas verdes e de preservação permanente, 28.318,21 m² (5,63%) são de equipamentos públicos, 101.984,98 m² (20,28%) são destinados para o arruamento, e 233.145,48 m² (46,35%) compreendem 762 lotes distribuídos em 33 quadras, tendo como total 26 logradouros.

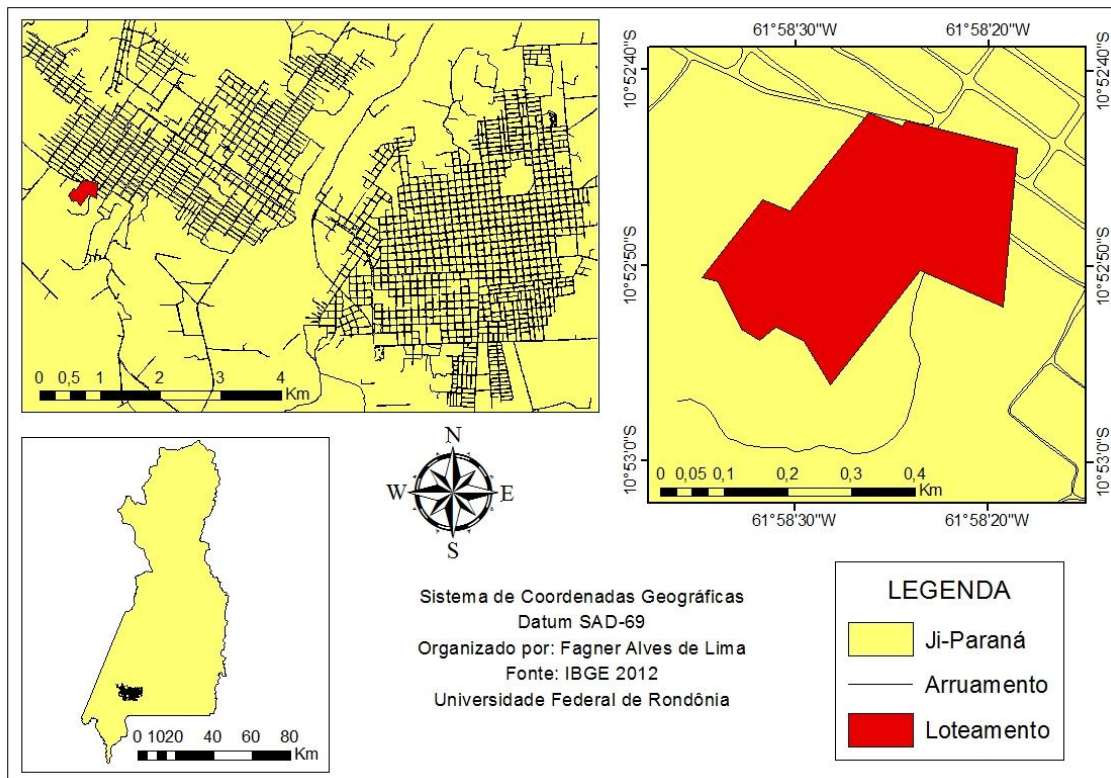


Figura 5 – Mapa de localização do loteamento Green Park.

2.2 LEVANTAMENTO PLANIALTIMÉTRICO

Os dados do levantamento planialtimétrico do residencial Green Park foram disponibilizados pela CAERD em formato vetorial. Para a manipulação dos dados vetoriais foi utilizado o software AutoCAD 2013 na sua versão gratuita. Os dados disponibilizados estavam na forma de curvas de níveis espaçadas de metro a metro, entretanto, para o dimensionamento da rede de distribuição se fez necessário a determinação das cotas de cada esquina (ou nó). Foi elaborada uma planilha eletrônica e a partir das Equações 1 e 2 foram obtidas as cotas desejadas:

$$\Delta_{ce} = \frac{DIST_e \cdot \Delta_c}{DIST_c} \quad (1)$$

Em que: Δ_{ce} (m) é a diferença entre a menor curva altimétrica e a cota da esquina; $DIST_e$ (m) é a distância em linha reta entre o ponto e a menor curva altimétrica mais próxima; Δ_c (m) é a diferença de altura entre as curvas altimétricas paralelas mais próximas do ponto; $DIST_c$ (m) é a distância em linha reta entre as curvas altimétricas paralelas mais próximas ao ponto.

A partir do cálculo do Δ_{ce} calculou-se a cota de esquina utilizando-se a Equação 2:

$$C_e = \Delta c_e + C_m \quad (2)$$

Em que: C_e (m) é a cota da esquina; Δc_e (m) é a diferença entre a menor curva altimétrica e a cota da esquina; C_m (m) é a menor curva altimétrica mais próxima do ponto.

2.3 QUANTIDADE DE ÁGUA REQUERIDA

Um sistema de abastecimento se torna eficaz a partir do momento em que, entre outros fatores, a distribuição de água tratada atenda toda à demanda, que aumenta conforme o crescimento populacional. Deste modo, alguns fatores devem ser definidos para o dimensionamento, como o alcance de projeto, a previsão de população e a estimativa de consumo.

2.3.1 Alcance de Projeto

É comum adotar-se um período entre 20 a 30 anos para o horizonte de projeto. Este valor se refere a população futura, que devido ao crescimento demográfico irá existir nessa área onde será dimensionado o sistema (HELLER e PÁDUA, 2010; TSUTIYA, 2006). Desta forma, pode-se dizer, que esse valor diz respeito a vazão necessária para atender a demanda da população daqui a 20 (ou 30) anos.

2.3.2 Previsão de População (Modelos Matemáticos)

O dimensionamento foi feito somente para o loteamento e não para todo o município. Neste caso, serão abastecidos pelo sistema somente aqueles que residirem nesta área, assim, a população utilizada como parâmetro foi a considerada quando todos os lotes estiverem ocupados pelas residências.

O residencial é composto por 762 lotes e para estes, foi adotado uma residência por lote, sendo atribuído o valor de 3,4 hab/residência, quantidade que de acordo com o IBGE (2010) representa a população média por residência no estado de Rondônia. Deste modo, a previsão de população foi calculada a partir da Equação 3:

$$POP_p = LOT \cdot Pmr \quad (3)$$

Em que: POP_p é a população total que será atendida; LOT é a quantidade total de lotes do residencial; Pmr é a população média por residência no estado de Rondônia.

2.3.3 Estimativa de Consumo

A estimativa de consumo é necessária para a obtenção da vazão, e posteriormente, dimensionamento das tubulações e demais estruturas. Este valor é variável de acordo com a classificação de seus consumidores, podendo estes serem, domésticos, comerciais, industriais e públicos.

O consumo doméstico adotado foi igual a 200 L/hab-dia, sendo esse o volume demandado por cada habitante no período de um dia - QPC, definido pelo Plano Municipal de Saneamento Básico de Ji-Paraná (JI-PARANÁ, 2012).

Foi considerado um valor de consumo público destinado a manutenção dos 5% do loteamento destinados para uso público. Este espaço foi considerado como um jardim público, no qual, segundo Tsutiya (2006) necessita de 1,5 L/dia de água para cada m².

Vale ressaltar que o residencial está localizado, de acordo com o Plano Diretor municipal numa área residencial, não existindo indústrias ou comércio na área, e por este motivo, os valores de consumo industrial e comercial não foram considerados para a estimativa de consumo (JI-PARANÁ, 2011).

Durante o abastecimento de água, ocorrem variações significativas que devem ser consideradas no dimensionamento, como o dia e a hora de maior consumo. Para estes foram adotados coeficientes para que fosse possível estimar a influência dessas variações, sendo seus valores iguais a 1,2 e 1,5 respectivamente (HELLER e PÁDUA, 2010; TSUTIYA, 2006).

2.3.4 Vazão de Distribuição

A vazão de distribuição é o principal parâmetro para o dimensionamento da rede de distribuição, pois seu cálculo tem por finalidade determinar os diâmetros das tubulações. Para o estabelecimento das vazões de distribuição devem ser considerados valores para atender às áreas específicas de consumo de água em que a localidade ou a área de projeto estiver subdividida, as vazões demandadas por consumidores singulares (grandes consumidores) e as

vazões das áreas de expansão. A vazão foi obtida através da Equação 4 (HELLER e PÁDUA, 2010; TSUTIYA, 2006):

$$Q = \frac{P \cdot QPC \cdot k_1 \cdot k_2}{86400} + Q_{esp} \quad (4)$$

Em que: Q (L/dia) é a vazão; P (hab) é a população total abastecida; QPC (L/hab·dia) refere-se ao consumo médio per capita; k_1 (adimensional) é o coeficiente de consumo máximo diário; k_2 (adimensional) é o coeficiente de consumo máximo horário, Q_{esp} refere-se a vazão necessária para o atendimento de consumidores singulares, neste caso, consumo público.

2.3.5 Perdas de Água

Todo sistema de abastecimento está sujeito a sofrer com perdas, sejam elas por vazamentos devido a rachaduras ou ligações clandestinas, entre outros motivos. Por isso se faz necessário definir no dimensionamento da rede um índice de perdas como meta, este sendo, geralmente igual a 20% (HELLER e PÁDUA, 2010; TSUTIYA, 2006).

2.4 CONDIÇÕES HIDRÁULICAS PARA O PROJETO DE REDES

2.4.1 Pressões Mínimas e Máximas

A rede de distribuição deve estar sujeita a uma pressão mínima e máxima para funcionar adequadamente. Deste modo, a NBR 12218 - Projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público, fixa que para as tubulações distribuidoras a pressão estática máxima deve ser de 500 kPa, equivalentes a e para pressão dinâmica mínima o valor deve ser de 100 kPa. Valores de pressão maiores que a máxima e menores que a mínima podem ser aceitos, desde que sejam justificados econômica e tecnicamente. Deste modo, para esse estudo adotou-se essa faixa especificada na norma.

2.4.2 Limites de Velocidade nas Tubulações de Redes

Assim como a rede de distribuição deve estar sujeita a um gradiente de pressão, ela também deve estar sujeita a uma velocidade mínima e máxima para seu correto funcionamento.

A velocidade deve ser maior que a mínima para evitar a corrosão interna e a deposição de materiais em suspensão que possam existir na água, e até mesmo, ser provenientes das corrosões nas canalizações. A velocidade deve ser menor que a máxima para evitar o desgaste por erosão dos condutos, e respectivos acessórios, favorecendo sua durabilidade, ruídos desagradáveis, e principalmente, prevenir perdas de carga nas tubulações (HELLER e PÁDUA, 2010).

Tsutiya (2006) afirma que maiores velocidades resultam na utilização de tubulações com menores diâmetros, gerando maior economia em sua aquisição e instalação, porém, outra consequência é o aumento da perda de carga, custo com bombeamento e aumento de custo com manutenção, uma vez o que risco de desgaste nas peças e acessórios se torna maior.

Deste modo, a NBR 12218 estabelece o limite de 0,6 m/s como a velocidade mínima da água nos condutos, e 3,5 m/s como a velocidade máxima, sendo esses valores adotados como referência para o presente estudo.

2.4.3 Diâmetro Mínimo nas Tubulações de Redes

Os diâmetros dos condutos devem ser compatíveis com os existentes no mercado. Estes são determinadas a partir das velocidades máxima e mínima da água na distribuição, sendo seu valor, usualmente definido em 50 mm, de acordo com a NBR 12218.

2.4.4 Escolha do Tipo de Tubo

Os materiais de tubulações utilizados para instalação dos SAA podem ser de concreto, ferro fundido, ferro galvanizado, plástico, aço, entre outros, dependendo das características do sistema, e escolha dos técnicos, analisando características como estanqueidade, custo, disponibilidade etc.

A escolha criteriosa do material utilizado é de extrema importância para o cálculo da perda de carga no sistema, devido principalmente as diferenças de rugosidade que cada material apresenta. Neste presente estudo, o material utilizado nas tubulações iguais ou acima de 150 mm e demais acessórios foi o ferro fundido (FoFo) e para as tubulações menores que 150 mm, o material escolhido foi o PVC rígido, sendo estes, de acordo com Tsutiya (2006) os principais tipos de tubos utilizados e em utilização em SAA.

2.5 PERDA DE CARGA

2.5.1 Perdas Contínuas

Para o cálculo da perda de carga as equações mais recomendadas são as de Hazen-Williams (H-W), Darcy-Weisbach (D-W) e Chezy-Manning (ALAZBA e ELNESR, 2011; DANTAS NETO, 2014). Esta última equação não apresenta tanta importância no estudo devido sua utilização ser usualmente para escoamentos em superfície livre, o que não é o caso dos SAA, que se apresentam na forma de escoamento forçado.

A equação de H-W é a mais utilizada devido sua facilidade e capacidade de apresentar resultados adequados mesmo tendo como limitação a utilização de um fator de rugosidade constante para todas as velocidades de escoamento e diâmetros (HELLER e PÁDUA, 2010; RETTORE NETO et al., 2013). Esta equação é aplicável a condutos de seção circular, com diâmetro superior a 50 mm, e que conduzem somente água, não podendo ser utilizada para outros líquidos (JÚNIOR, 2012).

Diferentemente de H-W, a equação de D-W calcula a perda de carga a partir de um fator de atrito que se difere de acordo com as condições de escoamento, e pode ser aplicada a qualquer regime de escoamento e qualquer líquido (GOMES e SALVINO, 2009). Os autores afirmam que as equações anteriormente citadas se baseiam para o cálculo da perda de carga contínua a Equação 5:

$$h_L = A \cdot q^B \quad (5)$$

Em que: h_L (m) é a perda de carga; q (L/dia) é a vazão; A é o termo da perda de carga; B é o expoente da vazão.

A Figura 6 apresenta as expressões para o termo da perda de carga e o expoente da vazão que são utilizadas nas fórmulas de H-Z e D-W, e a Figura 7 apresenta os coeficientes das fórmulas para tubulações novas de ferro fundido.

Fórmula	Termo de Perda de Carga (A)	Expoente da Vazão (B)
Hazen-Williams	$10.674 \cdot C^{-1.852} \cdot d^{-4.871} \cdot L$	1.852
Darcy-Weisbach	$0.0827 \cdot f(\epsilon, d, q) \cdot d^{-5} \cdot L$	2

Notas:
C = coeficiente da fórmula de Hazen-Williams
ε = rugosidade absoluta (ou rugosidade de Darcy-Weisbach) (mm)
f = fator de Darcy-Weisbach (depende de *ε*, *d* e *q*)
n = coeficiente de rugosidade de Manning
d = diâmetro da tubulação (m)
L = comprimento da tubulação (m)
q = vazão (m³/s).

Figura 6 - Fórmulas para o cálculo da perda de carga contínua em escoamentos pressurizado.

Fonte: Gomes e Salvino (2009).

Material	<i>C</i> , Hazen-Williams (adimensional)	<i>ε</i> , Darcy-Weisbach (mm)
Ferro fundido	130 – 140	0.25

Figura 7 – Coeficientes das fórmulas de perda de carga para tubulações novas de FoFo.

Fonte: Gomes e Salvino (2009).

2.5.2 Perdas Localizadas

A existência de curvas, alargamento e estreitamentos na rede de distribuição de um SAA resulta num aumento da turbulência da água escoada, causando as perdas de carga localizadas, ou singulares, que podem ser representadas pela seguinte expressão:

$$h_L = K \left(\frac{V^2}{2g} \right) \quad (6)$$

Em que: h_L (m) é a perda de carga; *K* (dimensão) é o coeficiente de perda de carga; *V* (m/s) é a velocidade do escoamento e *g* (m/s²) é a aceleração da gravidade.

Os valores do coeficiente de perda de carga são definidos a partir da geometria da conexão, da rugosidade da parede, do número de Reynolds e das condições de escoamento (PORTO, 2006). A Figura 8 apresenta os valores de perda de carga singular para diferentes tipos de singularidades e que foram adotados nesse estudo.

Singularidade	Coefficiente da Perda de Carga
Válvula de globo, abertura completa	10.0
Válvula de ângulo, abertura completa	5.0
Válvula de retenção, abertura completa	2.5
Válvula de cunha, abertura completa	0.2
Curva a 90° (raio pequeno)	0.9
Curva a 90° (raio médio)	0.8
Curva a 90° (raio grande)	0.6
Curva a 45°	0.4
Curva de Retorno	2.2
Tê Standard – escoamento na linha	0.6
Tê Standard – escoamento linha – ramal	1.8
Entrada em aresta viva (Reservatório – tubulação)	0.5
Entrada em aresta viva (Tubulação – reservatório)	1.0

Figura 8 – Valores do coeficiente de perda de carga singular para diferentes tipos de singularidades.
Fonte: Gomes e Salvino (2009).

Gameiro (2003), Oliveira (2011) e Junior (2012) afirmam que para diâmetros menores ou iguais a 400 mm esta perda de carga unitária, singular ou localizada dependendo do autor, devem ser no máximo de 8 m/km.

2.6 ZONA DE PRESSÃO

Se a variação entre a maior e a menor cota altimétrica da área abastecida, ou seja, de projeto, for inferior a 40 m, esta área irá apresentar apenas uma zona de pressão. Entretanto, se a diferença das cotas for maior que 40 m, será necessário, mais uma zona de pressão, o que resultará na instalação de um novo reservatório (HELLER e PÁDUA, 2010).

2.7 DIMENSIONAMENTO PELO EPANET

Com o projeto em CAD, na versão 2d, disponibilizado pela CAERD foi possível fazer a simulação da rede no EPANET, uma vez que no material disponibilizado está definido a rede que a companhia irá implantar no loteamento, ou seja, os diâmetros e o traçado já estão disponíveis para esta primeira simulação.

A partir disto foi utilizado o método LENHSNET, que inicialmente, precisa conter os dados básico de trechos, nós e reservatório de nível fixo, e por isso, se fez necessário criar a rede no software EPANET.

Este é um processo otimizado utilizado para a obtenção de um traçado que apresente menores custos em seu dimensionamento, mantendo sempre o equilíbrio hidráulico do sistema. O trecho modificado para minimizar os gastos é definido a partir da seguinte equação 7 (CASAGRANDE, 2011; GOUVEIA, 2012; ROCHA, 2014):

$$G_p = \frac{(c_2 - c_1)}{\Delta p} \quad (7)$$

Em que: G_p (m) é o gradiente de pressão; c_1 (R\$) é o custo do trecho em seu diâmetro original; c_2 (R\$) é o custo do trecho no diâmetro superior ao original; Δp (m) é a variação de pressão no nó mais desfavorável.

Este processo funciona substituindo um trecho pelo seu diâmetro imediatamente superior, dentro de uma tabela de tubos disponíveis, para assim obter o G_p . Após este procedimento, foi possível adotar o menor G_p de cada trecho, correspondente ao valor ótimo de pressão, e assim o trecho referente ao G_p ótimo foi efetivamente substituído.

Os softwares utilizados são integrados por componentes físicos e não físicos, os quais, os físicos auxiliam para a modelagem de um sistema de distribuição na forma de um conjunto de trechos ligados a nós, onde os nós são as conexões e reservatórios, e os trechos representam as canalizações, válvulas de controle e bombas. Os componentes não-físicos, permitem definir três categorias de informação sobre a rede, sendo estas, as curvas, padrões e controles.

Os nós são os pontos que ligam os trechos, sendo estes os locais da rede no qual a água entre e sai. Para os seus pontos de entrada foram adotados a cota acima de determinado nível de referência e o consumo base, deste modo, em cada instante da simulação foi possível obter os resultados de pressão da rede e a carga hidráulica, nível de água no caso dos reservatórios.

No sistema de distribuição, além da presença dos nós já mencionados, ocorre também a existência dos denominados nós especiais, como os Reservatórios de Nível Fixo (RNF) e os Reservatórios de Nível Variável (RNV).

Os RNF representam um volume de armazenamento de água, de carga constante e capacidade ilimitada. Estes são utilizados para representarem as origens de água na rede, sendo estes, lagos, aquíferos, rios, ou ligações a outros sistemas. Neste estudo, o RNF, representou o local de ligação com o sistema já implantado pela companhia responsável, este ponto, denominado ponto de sangria da rede, possui, segundo a CAERD (2015), vazão constante de 35,34 L/s e 26,50 m.c.a, sendo construída de ferro fundido de 150 mm e alimentada por gravidade.

E os RNV possuem uma capacidade de armazenamento em quantidade limitada e podem sofrer variações ao longo da simulação. Suas propriedades principais são a cota de fundo, diâmetro, altura de água mínima e máxima, e com estes dados pode-se obter sua carga hidráulica ao longo da simulação.

Os trechos que transportam a água entre os diversos pontos do sistema são as tubulações, sendo direcionados dos pontos com maior carga hidráulica para os de menor carga. Os principais dados de entrada para as tubulações foram o diâmetro, o nó inicial e final, o comprimento e o coeficiente de rugosidade, este último, importante para o cálculo da perda de carga. Os resultados obtidos deste componente foram os dados de velocidade, vazão e perda de carga.

As bombas são as responsáveis por transferir energia para o escoamento na rede, acarretando no aumento da altura manométrica do sistema. Os principais dados a serem ingeridos relativos à bomba são os nós, inicial e final, e sua curva característica. A partir disto, pode-se produzir as informações da altura manométrica e de vazão bombeada.

Para a otimização pelo LENHSNET, inicialmente configurou-se os dados do projeto e dos tubos. Nos dados do projeto é possível escolher o tipo de dimensionamento que irá ocorrer, sendo estes, pela cota piezométrica de cabeceira fixa ou variável na origem. Para este estudo a opção de cabeceira fixa foi selecionada. Nesta etapa, outros limites mínimos e máximos de velocidade e pressão tiveram que ser impostos, sendo que, os valores adotados foram os recomendados pela ABNT.

Nos dados dos tubos foram inseridas as informações de diâmetro, rugosidade, tipo e custo em reais por metro das tubulações disponíveis comercialmente. Estas informações foram obtidas através da média aritmética simples dos dados fornecidos da pesquisa feita em três empresas de materiais de construção do município.

Após configurado, a otimização pôde ser efetuada e o LENHSNET disponibilizou um relatório final com o custo de implantação das tubulações e os valores máximos e mínimos de pressões e velocidades, sendo esta nova rede com diâmetros e velocidades diferentes possível de ser visualizada no EPANET.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Durante o desenvolvimento desta pesquisa a principal ferramenta utilizada foi o programa computacional EPANET para realização da simulação, dimensionamento e das otimizações das redes de distribuição de água. Assim, se fez necessário estabelecer configurações pré-definidas, sendo estas, a adoção das unidades para o diâmetro da tubulação (mm), comprimento (m), pressão (m), perda de carga (m/km), vazão (L/s), velocidade (m/s) e ainda selecionar a opção Hazen-Williams como fórmula de cálculo de perda de carga contínua.

3.1 SIMULAÇÃO DO PROJETO DA CAERD NO SOFTWARE EPANET

De posse do desenho em CAD cedido pela CAERD, procedeu-se a construção no EPANET de um modelo para simulação da rede a ser criada. Foram apresentadas informações sobre os diâmetros, comprimentos e rugosidades das tubulações. Deste modo, foram posicionados 132 nós e 183 trechos de tubulação variando seu diâmetro de 50 a 150 mm com coeficiente de rugosidade de 145 (FIGURA 9).

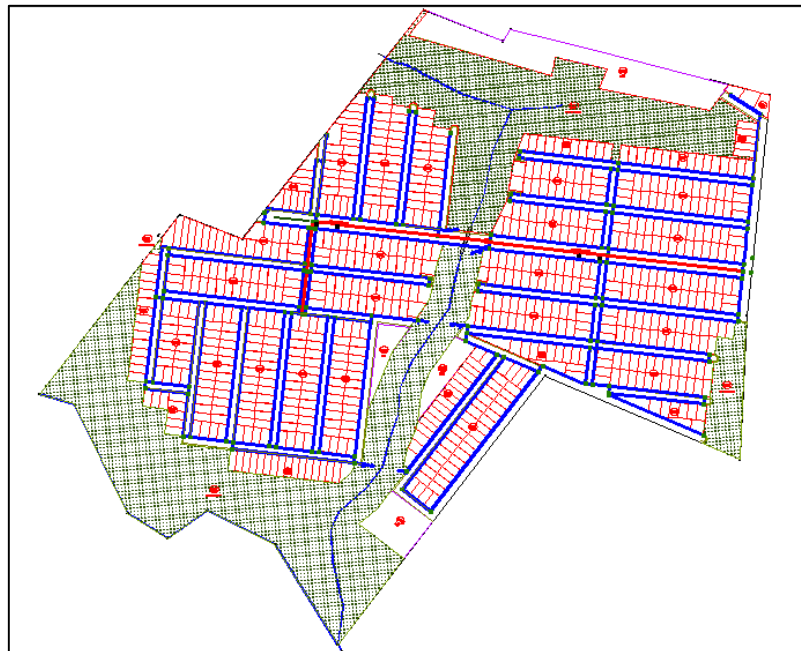


Figura 9 – Planta baixa do loteamento Green Park e do sistema de abastecimento de água.

Vale ressaltar que as informações sobre as cotas das esquinas dos lotes não foram disponibilizadas, porém, foi possível obter os dados das curvas de nível espaçadas de metro a metro (FIGURA 10).

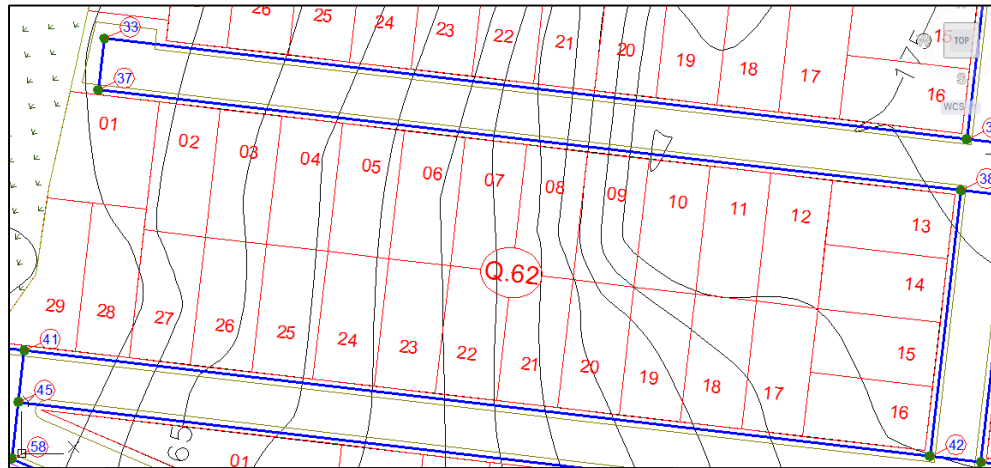


Figura 10 – Planta baixa do loteamento Green Park em escala maior contendo as curvas de nível.

Para isso, foi utilizado a Equação 1 para a estimativa das cotas necessárias. Este cálculo foi efetuado a partir da distância horizontal de cada curva multiplicado pela diferença de altitude das curvas e por fim, dividindo esse produto pela distância horizontal do ponto à curva mais próxima à direita. Esta última diretriz foi determinada simplesmente para manter um padrão nas estimativas.

O alcance de projeto é frequentemente adotado entre 20 e 30 anos, porém, neste caso não será baseado em um determinado período de tempo, mas na quantidade média de moradores que irão habitar o loteamento em estudo quando todos os lotes forem vendidos e estiverem ocupados por residências.

Dentro deste contexto, foi possível prever a população que será atendida pela rede de distribuição de água instalado no residencial. O total de lotes é de 762, assim, levou-se em consideração, a construção de uma residência por lote e uma média de 3,4 pessoas por residência, totalizando 2591 habitantes.

O consumo doméstico diário foi calculado, a partir do consumo per capita adotado (200L/hab·dia), multiplicado pela quantidade total de habitantes, totalizando 518.200 L/dia, equivalentes a aproximadamente 6 L/s, assim como demonstrado na Equação 8:

$$200 \text{ L/hab. dia} \cdot 2591 \text{ hab} = 518200 \text{ L/dia} \div 86400 \cong 6 \text{ L/s} \quad (8)$$

O consumo público foi obtido multiplicando a quantidade de água necessária para a manutenção de cada metro quadrado (m²) de espaço público pela área equivalente a 5,63% do loteamento destinadas para utilização pública. Assim, o valor obtido foi igual a 42.477,315 L/dia, equivalente a 0,492 L/s, assim como demonstrada na Equação 9:

$$1,5 \text{ L/dia} \cdot m^2 \cdot 28.318,21 \text{ m}^2 = 42.477,315 \text{ L/dia} \div 86400 \cong 0,492 \text{ L/s} \quad (9)$$

A rede de distribuição de água deverá ser dimensionada para uma determinada vazão de distribuição, dada pelo produto da população, coeficientes do dia e da hora de maior consumo, assim como o consumo per capita final de água. A este valor adicionasse a vazão específica.

Durante o abastecimento de água, ocorrem variações significativas que devem ser consideradas no dimensionamento, como o dia e a hora de maior consumo. Para estes foram determinados coeficientes para que fosse possível calcular sua influência, sendo seus valores iguais a 1,2 e 1,5 respectivamente.

Inserindo esses valores na Equação 4 foi possível obter o valor da vazão total distribuída na rede, resultando 11,2866 L/s, como segue no exemplo a seguir:

$$Q = \frac{2591 \text{ hab} \cdot 200 \text{ l/dia} \cdot 1,2 \cdot 1,5}{86400} + 0,4916 \text{ L/s} = 11,2866 \text{ L/s}$$

Esse valor é equivalente a vazão total para abastecer o loteamento, logo, este será o consumo total requerido estabelecido para o sistema de abastecimento. Deste modo, para simulação e dimensionamento no programa computacional, seus valores são inseridos nas propriedades dos componentes físicos. No EPANET para cada nó é necessário estimar o consumo-base, definido como valor médio ou nominal de consumo no nó, medido em unidades correntes de vazão (GOMES e SALVINO, 2009).

Para alcançar esse objetivo acima citado, se fez necessário distribuir a vazão total para cada lote, e assim, analisar qual será o nó mais próximo responsável por abastecer aquela área onde os referidos lotes estão localizados.

Por exemplo, o consumo-base do nó 19 será referente aos lotes 01, 02, 03, 04, 05, 06, 07 e 08 da quadra 57, totalizando 0,1133 L/s, mesmo valor de consumo-base do nó 24, que teve seu valor estimado a partir dos consumos dos lotes 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23 e 24 (Figura 11).

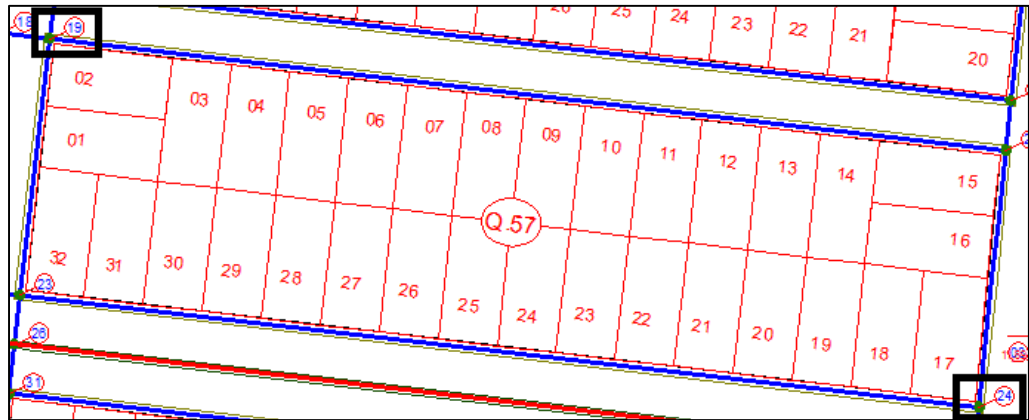


Figura 11 – Vista dos nós 19 e 24.

Os parâmetros inseridos nas propriedades dos trechos foram os mesmos do projeto original, sendo estes, comprimento da tubulação, diâmetro e rugosidade. A Figura 12 representa as informações necessárias para um determinado trecho.

Propriedade	Valor
*Identificador do Trecho	39.1
*Nó Inicial	40
*Nó Final	39
Descrição	
Zona	
*Comprimento	196.75
*Diâmetro	50
*Rugosidade	145

Figura 12 – Janela de configuração do trecho no programa EPANET.

As tubulações de 150 mm são de ferro fundido e os de 50 e 100 são de PVC. Os dados principais de entrada para os nós foram o consumo-base e a cota de fundo de cada nó conforme descrito na Figura 13.

Propriedade	Valor
Descrição	Nó 12
Zona	
*Cota	175.125
Consumo-Base	0.1133
Padrão de Consumo	
Categorias de Consumo	1
Coef. do Emissor	
Qualidade Inicial	

Figura 13 – Janela de configuração do nó no programa EPANET.

A partir dessas informações o traçado da rede foi desenhado no EPANET (FIGURA 14).

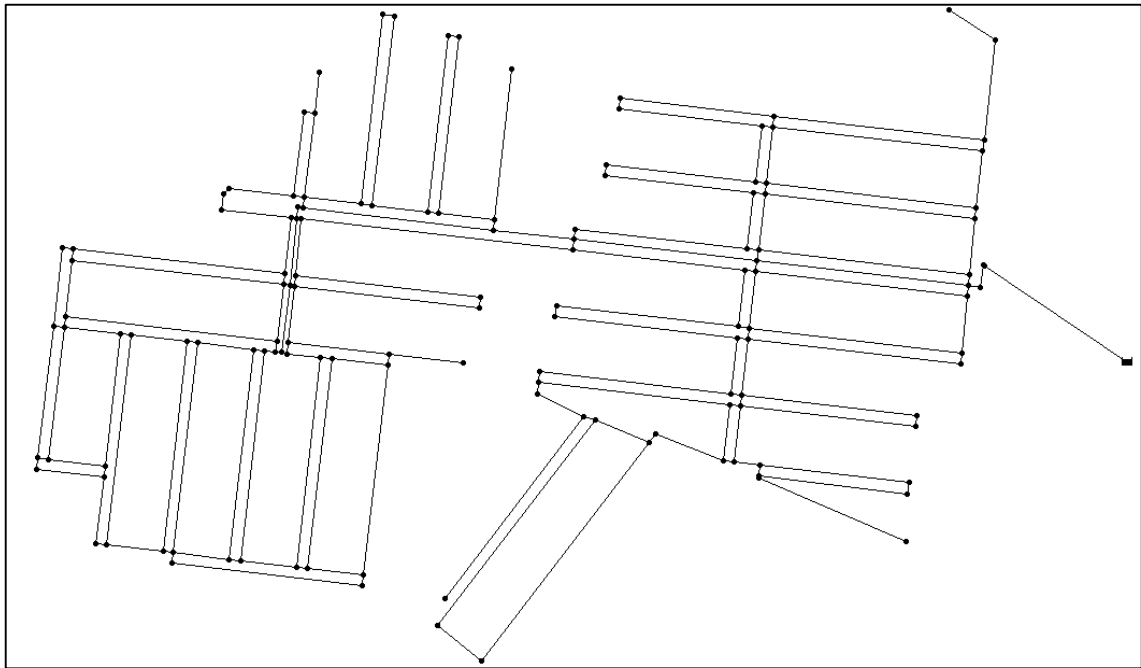


Figura 14 – Traçada da rede dimensionada pela CAERD simulada no EPANET.

Dentro deste contexto, a partir da simulação foi possível confeccionar um gráfico de frequências de velocidade criado junto ao EPANET (FIGURA 15). Este proporciona a visualização da quantidade, em porcentagem, de trechos que apresentam velocidade menor que a indicada no eixo horizontal.

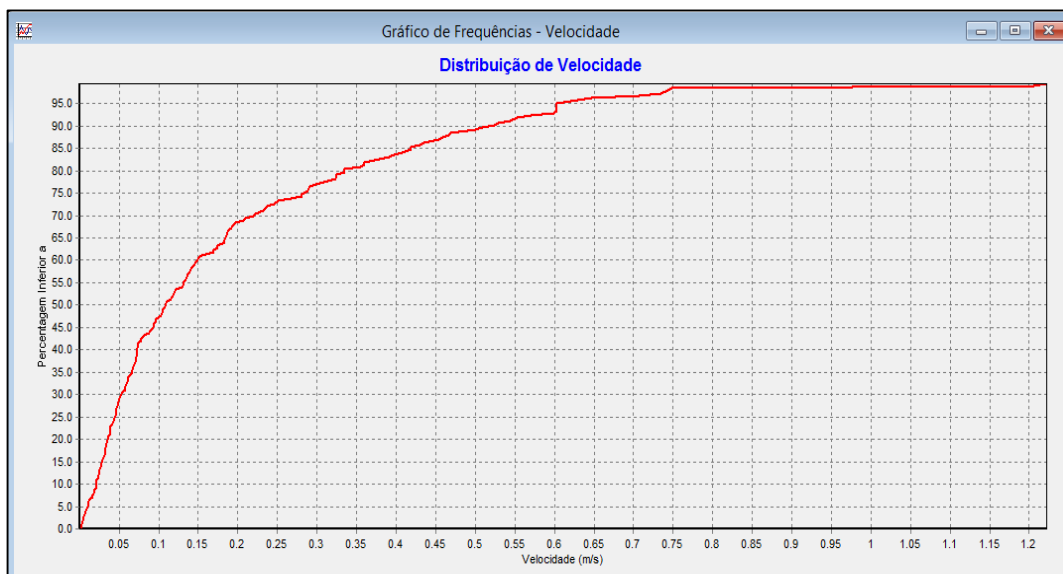


Figura 15 – Gráfico de velocidades nos condutos da rede da CAERD simulada.

Através da Figura 15 foi possível verificar que, segundo a simulação efetuada, em 95% da rede dimensionada pela CAERD a velocidade é inferior a mínima de 0,6 m/s, exibindo uma velocidade média de 0,12 m/s. Outra observação realizada diz respeito a velocidade mínima encontrada em 13 trechos da rede, que foi de 0,01 m/s, valor este 98,3% menor que o valor mínimo recomendado pela norma técnica NBR 12218.

Sendo assim, o parâmetro de dimensionamento de velocidade do sistema simulado se encontra em desacordo com a norma vigente, apresentando sérios problemas quanto ao risco de corrosão interna e deposição de materiais em suspensão que por ventura possam estar presentes na água, podendo ser até mesmo oriundos das corrosões nos condutos. Essa situação ocorreu também nos estudos de Curan (2010) e Olaia (2012), que encontraram velocidades abaixo da mínima em 44% e 63% da rede estudada, respectivamente.

Além dos resultados de velocidade, o EPANET possibilitou a extração de informações sobre a perda de carga singular nos trechos e pressão nos nós, como demonstrado na Figura 16.

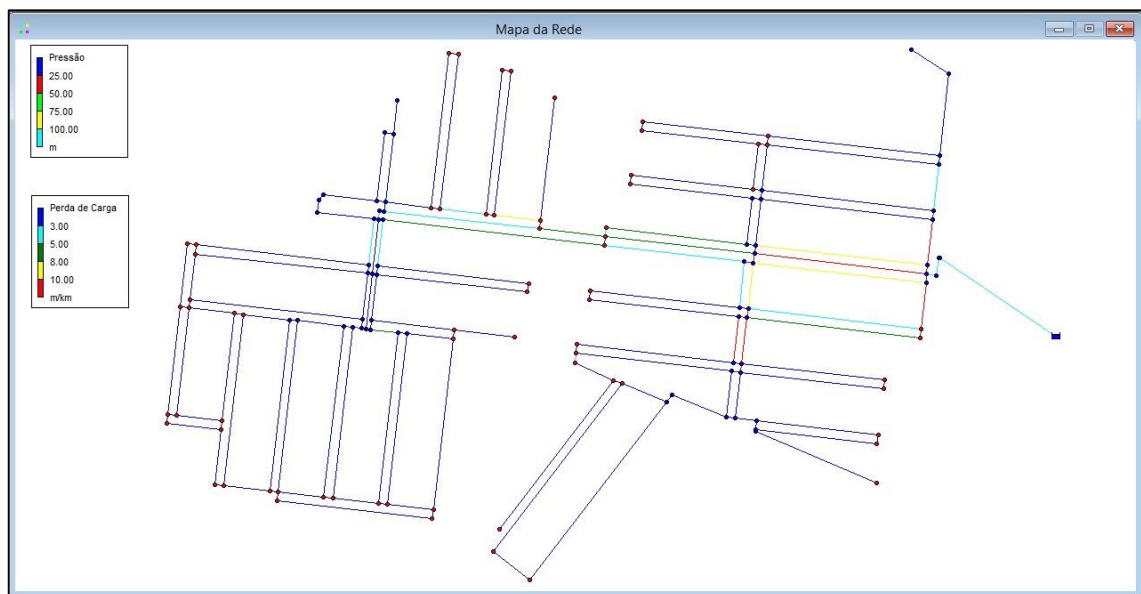


Figura 16 – Mapa da rede simulada contendo os dados de pressão e perda de carga unitária, programa EPANET.

As análises na Figura 16 foram feitas da seguinte forma: os nós que estiverem em azul escuro, exibem pressões maiores que 0 m e menores que 25 m, os que apresentarem cor vermelha, possuem pressões maiores que 25 m e menores que 50 m, e assim por diante.

Dentro desta ótica, também foi possível analisar a perda de carga unitária dos trechos. Os trechos de cor azul escuro apresentam perda de carga maior que 0 e menor que 3m/km, os

de cor azul claro, valores entre 3 e 5 m/km, os de cor verde, valores maiores que 5 e menores que 8. Os de cores amarela e vermelha estão em situação crítica, pois exibem valores maiores que os permitidos, sendo estes maiores que 8 e menores que 10, e maiores que 10, respectivamente.

A partir da análise das pressões nos nós, foi possível verificar que o valor mínimo encontrado foi igual a 18,78 m e o máximo igual a 39,39 m. Deste modo, constatou-se que os valores de pressão em 100% da rede estão de acordo com o que determina a norma técnica NBR 12218 (mínimo igual a 100 kPa e máximo igual a 500 kPa). Com isto, pode-se assegurar que todas as residências terão regularidade no abastecimento, mesmo nos locais que apresentam maior altitude no loteamento, eliminando o custo com bombeamento para recalque.

Pode-se observar que na rede de distribuição simulada no EPANET a perda de carga ultrapassa o valor máximo recomendado (8 m/km) em 21 trechos, equivalentes a 12% do total da rede. Nas simulações o valor máximo de perda de carga encontrado foi de 64,46 m/km. Esta situação de elevada perda de carga também foi encontrada em outros estudos relacionados com dimensionamento de SAA, como por exemplo, nos estudos de Júnior (2012), que encontrou 33,34 m/km de perda de carga, e Casagrande (2011), que encontrou valores de 573 m/km, porém, esses valores elevados não foram justificados pelos autores.

Esta elevada perda de carga simulada no dimensionamento da rede pode acarretar em maior custo para a operação e menor eficiência do sistema, pois quanto maior forem as perdas, maior será a necessidade de energia aplicada para supri-las (PORTO, 2006). Sendo assim o dimensionamento adequado, respeitando o limite recomendados pela norma técnica, proporcionará maior eficiência e menor custo de operação para a empresa.

O mesmo autor afirma que a presença de acessórios ou conexões nas instalações hidráulicas alteram a uniformidade do escoamento, alterando o módulo ou direção da velocidade média, resultando em um acréscimo de turbulência, produzindo então, perdas de cargas localizadas. Dentro deste contexto, verificou-se que a rede simulada possui diversas ligações e acessórios nos locais onde ocorre diminuição de diâmetro entre os trechos ou há mudança de direção no escoamento (FIGURA 17). Entretanto, com base em pesquisa na literatura, não é possível afirmar que os valores de elevada perda de carga simulados pelo EPANET são consequência da presença dessas peças especiais.

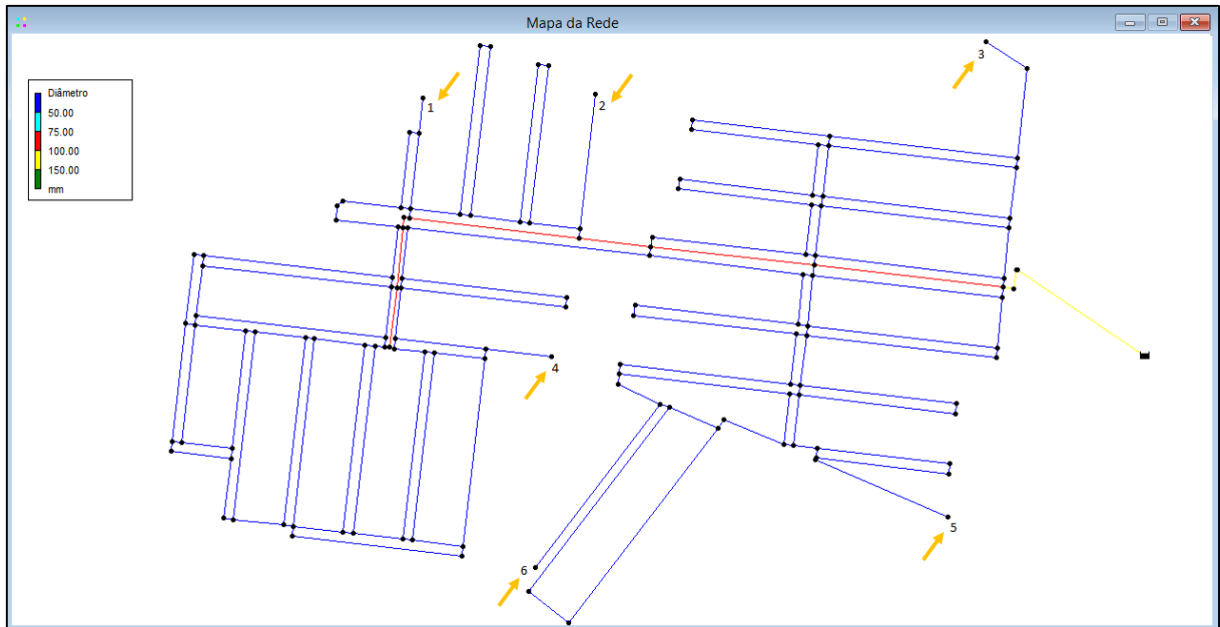


Figura 17 – Mapa da rede da CAERD contendo os diâmetros dos condutos e quantidade de nós que não diminuem os diâmetros ou alteram a direção do escoamento.

A partir de análises do mapa da rede demonstrado pela Figura 17 foi possível determinar que para a instalação dos nós do sistema serão necessárias 126 peças especiais para mudança do sentido do escoamento da água para adequada distribuição entre os trechos, pois em apenas 6 nós não à mudança de direção, estes representados por setas na referida figura. Destes 126 nós, 8 (6,06 % da rede) são peças de redução de diâmetros.

Do mesmo modo, analisou-se os diâmetros das tubulações necessárias para confecção do sistema, estes sendo 171 tubos de 50 mm, equivalente a 93,4% da rede, 8 de 100 mm, iguais a 4,4%, e 4 de 150 mm, iguais 2,2%, totalizando os 183 trechos do sistema simulado, representados na Figura 17 como trechos de cor azul escuro, vermelho e amarelo, respectivamente.

3.2 DIMENSIONAMENTO DE REDE ALTERNATIVA

Com os dados de cota de cada esquina calculados, com a população de projeto definida e os valores de consumo-base total, foi possível simular o dimensionamento de uma rede alternativa à disponibilizada pela CAERD, e deste modo, buscar comparações para identificar qual seria o melhor traçado para a rede que será instalada no residencial.

O critério utilizado para os cálculos das cotas dos nós e seus respectivos consumos-base foram os mesmos utilizados para a simulação da primeira rede.

Foi possível notar que o projeto original apresentou um sistema complexo de ligações e traçados da rede. A rede supracitada também apresentou configurações de rede mista, consistindo na associação de redes malhadas e redes ramificadas.

Devido a isto, supõe-se que a elevada perda de carga e as baixas velocidades da água no sistema no sistema são resultados de sua complexidade e do número de trechos e nós. Por isso optou-se por redimensionar a rede de forma mais simples, sendo sua maior porção de traçados configurados na forma ramificada (Figura 18), assim como nos traçados simulados por Silva et al. (2007), Lamoglia (2011), Oliveira (2011) e Rodrigues (2013).

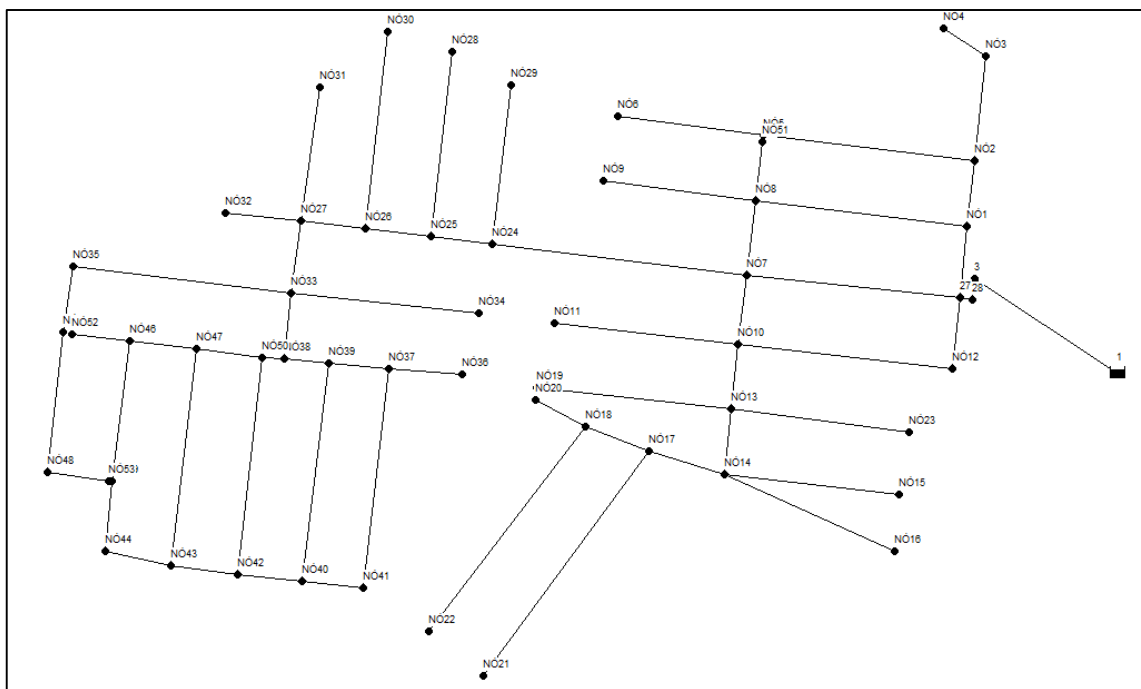


Figura 18 - Traçado da rede alternativa.

Além disso foi analisada a possibilidade de projetar o novo traçado da rede usando a configuração de anéis em toda sua extensão. Segundo Heller e Pádua (2010) o traçado em anéis apresenta maior eficiência hidráulica. Porém esta opção foi descartada devido ao fato do residencial se localizar numa área cortada por um corpo hídrico, impossibilitando a continuidade dos anéis, fazendo necessário um conduto tronco ligando as regiões divididas, caracterizando assim uma rede mista. Outro fator que impediu o traçado em anéis foi a impossibilidade da implantação de circuitos fechados, com todos os condutos principais localizados em vias públicas (Figura 19), como recomendado na norma técnica NBR 12218 (ABNT, 1994).

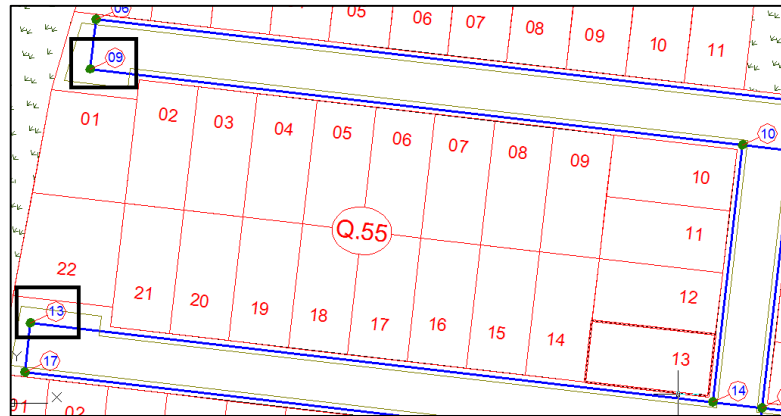


Figura 19 – Planta baixa em maior escala representando os nós 09 e 13.

A figura 19 demonstra um dos casos em que torna o traçado em anéis inviável, pois para conectar os nós 09 e 13 as canalizações deveriam ser instaladas dentro dos lotes 01 e 22 da quadra 55, não cumprindo a normativa vigente.

Os diâmetros da rede alternativa variaram entre 50, 75, 100 e 150 mm, sendo o material das canalizações de 150 mm o ferro fundido e das demais o PVC, todos com valor de rugosidade igual a 145. A quantidade de trechos e nós totalizaram 62 e 57 unidades, respectivamente.

Esta rede foi dimensionada propondo um traçado mais simples que o original, dimensionado pela CAERD, visando conter menos componentes para verificar a possível relação entre velocidade e perda de carga com a complexidade do traçado da rede. Porém, mesmo apresentando valores mais próximos ao mínimo recomendado pela norma técnica, constatou-se que as velocidades continuaram baixas (Figura 20).

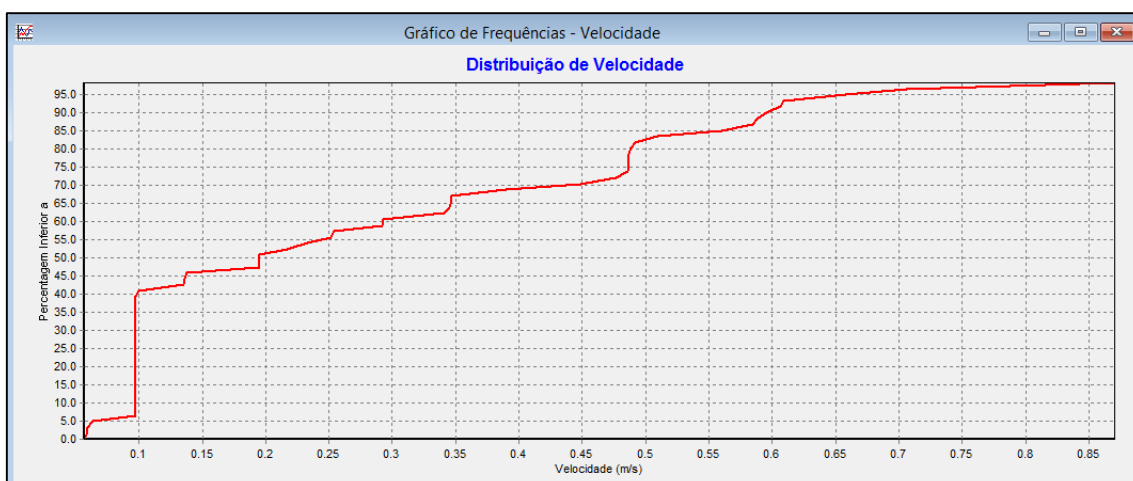


Figura 20 – Gráfico das velocidades nos condutos da rede alternativa.

Através da Figura 20 foi possível verificar que em 90% da rede alternativa a velocidade é inferior a mínima de 0,6 m/s, exibindo uma velocidade média de aproximadamente de 0,20

m/s. Outra observação realizada diz respeito a velocidade mínima encontrada em 4 trechos da rede, que foi de 0,06 m/s, valor este 90% menor que o mínimo recomendado pela norma técnica NBR 12218. Esta situação de valores muito baixos de velocidade também se fez presente nos estudos de Salvino (2009) e Souza (2013), ambos com velocidade mínima de 0,03 m/s.

Desta maneira foi possível verificar que para as duas redes analisadas as velocidades não alçaram o valor mínimo determinada pela norma, mesmo, constatando que houve um pequeno aumento nas velocidades da rede alternativa.

Porém, Salvino (2009) e Gouveia (2012) afirmam que para adotar como parâmetro de velocidade mínima nas tubulações o valor de 0,6 m/s, a vazão nos trechos deve ser superior a 1,18 L/s, pois em vazões menores é impossível garantir esta velocidade. Adotando esse critério, verificou-se que no traçado dimensionado pela CAERD 13 trechos (7,10% da rede), possuíam vazão maior que 1,18 L/s e destes 11 trechos (iguais a 6% do total da rede), obtiveram velocidades maiores ou iguais a 0,6 m/s, melhorando o resultado do sistema simulado.

Analisando a rede alternativa, verificou-se que 11 trechos (17,74% da rede), apresentaram vazão superior a 1,18 L/s, dos quais apenas 5 obtiveram velocidades maiores ou iguais a 0,6 m/s, representando 8% do total da rede.

Através do dimensionamento pelo EPANET foi possível analisar informações sobre as variáveis pressão e perda de carga, sendo estas, apresentadas na Figura 21.

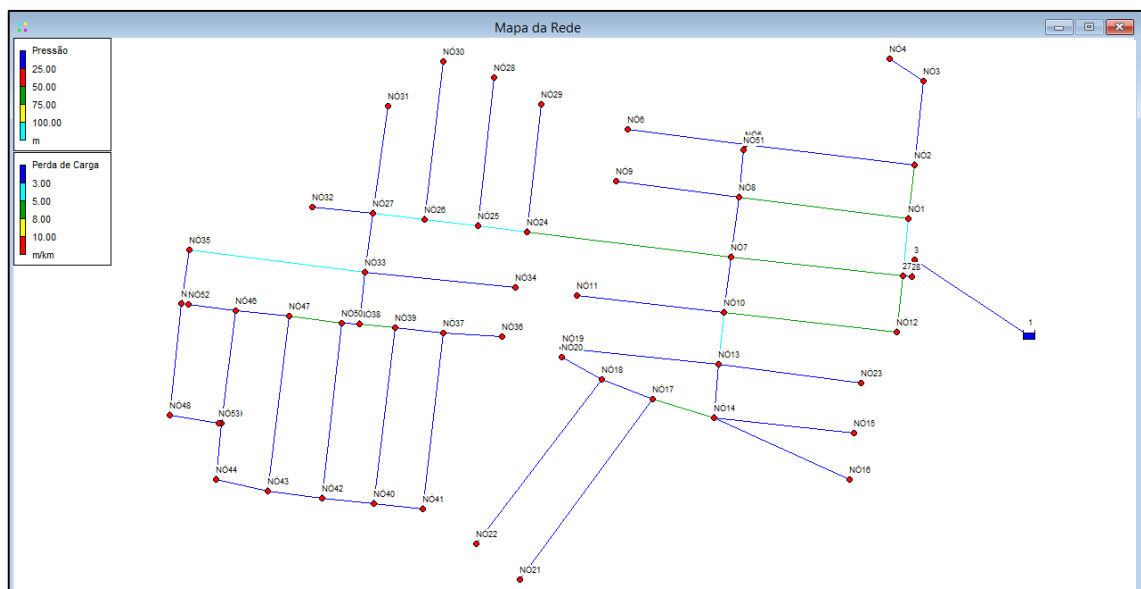


Figura 21 – Mapa da rede alternativa contendo os dados de pressão e perda de carga unitária.

Quanto às pressões da rede alternativa, pode-se afirmar que em todos os nós os valores são maiores que 25 m.c.a e menores que 50 m.c.a. Desta forma, assim como na rede da CAERD,

o parâmetro de pressão máxima e mínima nos condutos foi atendido, entretanto, nesta rede simplificada os valores apresentados obtiveram maior uniformidade.

Garcia et al. (2013) afirmam que diversos fatores possibilitam o aparecimento de grandes quantidades de vazamentos no sistema de distribuição de água, dentre eles o principal é a pressão elevada, ou seja, acima dos valores estabelecidos em norma. Logo, foi possível constatar que está não será uma realidade, tanto para o traçado simulado, quanto para o traçado dimensionado, pois apresentaram valores dentro da faixa ótima determinada.

A principal diferença entre as duas redes diz respeito a perda de carga no sistema, uma vez que, ao contrário dos valores acima do permitido apresentados pela rede original simulada no EPANET, os resultados de perda de carga no sistema alternativo dimensionado estiveram todos abaixo dos 8 m/km, sendo o maior valor encontrado igual a 7,69 m/km. Entretanto, como as velocidades continuaram baixas na rede alternativa, não é possível afirmar que os valores de velocidade e perda de carga estejam relacionados com a quantidade de constituintes do sistema, como era suposto antes do dimensionamento da rede alternativa.

Uma outra diferença observada foi em relação aos diâmetros e quantidades de peças utilizadas no dimensionamento da rede alternativa, demonstradas na Figura 22. Os trechos com diâmetros de 50 mm estão classificados na cor azul escuro, os de diâmetros iguais a 75 mm estão representados na cor azul claro, os condutos de 100 mm estão apresentados com cor vermelha e os de 150 mm estão na cor amarela, sendo que os nós especiais estão representados por uma reta, totalizando 33 unidades.

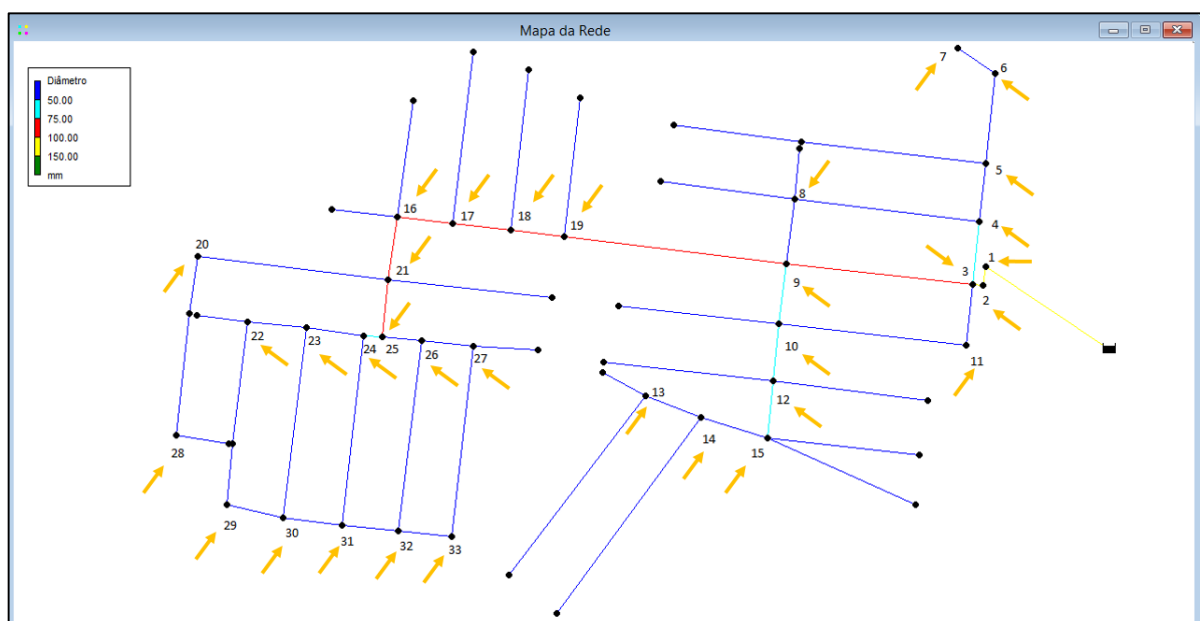


Figura 22 – Mapa da rede alternativa contendo os diâmetros dos condutos e quantidade de nós que diminuem os diâmetros ou alteram a direção do escoamento.

A rede foi confeccionada por 47 tubos de 50 mm, equivalente a 75,8 % da rede, 5 de 75mm, iguais a 8,1 % da rede, 7 tubos de 100 mm, iguais a 11,3 %, e 3 de 150 mm, proporcionais a 4,8 % do traçado, totalizando os 62 trechos do sistema simulado.

Nesta rede foram utilizados os diâmetros de 75 mm nos trechos onde as perdas de carga estavam elevadas, isso se dava devido a montante de determinado nó o trecho ter como diâmetro 100 mm, e a jusante, o trecho possuir diâmetro de 50 mm. Pode-se afirmar que essa diferença de diâmetros estava ocasionando um estreitamento brusco e acelerando o fluido, e conseqüentemente aumentando a perda de carga singular na tubulação a jusante.

Por este motivo, nesses trechos de 50 mm a jusante, os diâmetros foram aumentados. Com isso foi possível verificar resultados positivos, pois a perda de carga diminuiu, atendendo assim os valores estabelecidos pela ABNT nestes condutos. Vale ressaltar que em alguns trechos em que ocorre a mudança de diâmetro de 100 para 50 mm a perda de carga também aumentou, porém não ultrapassou a perda de carga máxima permitida, e por isso, nesses casos os diâmetros de 50 mm não foram substituídos.

Dos 56 nós utilizados para a confecção deste sistema hidráulico alternativo, 33 são peças especiais, utilizadas para mudança de direção do fluxo no encontro das tubulações (curvas), ou para conexão dos trechos de maior e menor diâmetro (tês), no qual, destes 56 nós, 13 são redutores de diâmetros, ou seja 23,2% do total das conexões do sistema de distribuição de água.

3.3 OTIMIZAÇÃO DA REDE ATRAVÉS DO MÉTODO LENHSNET

Uma vez feito o dimensionamento das redes no EPANET contendo os dados básico para os nós, trechos e reservatório de nível fixo, o módulo LENHSNET pôde ser ativado. Porém, antes de executar seu dimensionamento os dados do projeto e dos tubos devem ser preenchidos. Vale ressaltar que esses dados foram igualmente adotados para a otimização da rede simulada elaborada pela CAERD e para otimização da rede alternativa dimensionada.

Nos dados do projeto a opção selecionada no campo “Cota Piezométricas na Origem” foi a de “Cota Fixa”, devido ambas as redes apresentadas neste estudo possuírem como ponto inicial reservatórios de nível fixo. Os demais dados do projeto são referentes de opção de limitar, ou não, os limites de velocidade e pressão do sistema hidráulico. As opções selecionadas e os valores inseridos estão demonstradas na Figura 23.



Figura 23 – Janela de configuração dos dados do projeto.

Quanto aos dados dos tubos (FIGURA 24) as informações foram preenchidas seguindo o mesmo padrão adotado para a simulação e dimensionamento das redes. Os diâmetros variaram de 50 a 150 mm, todos com rugosidade igual a 145, sendo que as tubulações de até 100 mm são fabricadas em PVC, e somente os trechos de 150 mm são de ferro fundido. O custo por metro é equivalente à média das canalizações disponíveis comercialmente.

Diâmetro	Rugosidade	Tipo	Custo (\$/m)
50	145	PVC	23.65
75	145	PVC	34.75
100	145	PVC	41.10
150	145	DEFF	62.5
200	145	DEFF	109.25

Buttons: Abrir, Salvar, Fechar

Figura 24 – Janela de configuração dos dados dos tubos.

Entretanto, no momento em que a execução do LENHSNET é iniciada uma mensagem surge alertando que é impossível dimensionar a rede devido a velocidade mínima ser inatingível (FIGURA 25). Esta situação ocorreu na simulação ótima das duas redes projetadas junto ao EPANET. Sendo assim, conclui-se que com esses diâmetros adotados e traçados elaborados a velocidade mínima de 0,6 m/s, recomendada pela NBR 12218, não poderá ser alcançada em nenhuma das possibilidades com estes dados.

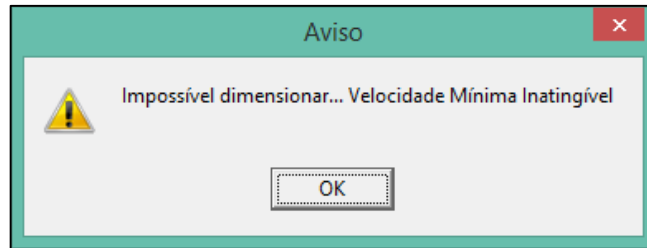


Figura 25 – Aviso na otimização pelo módulo LENHSNET.

Portanto, para prosseguir a otimização das redes, optou-se por não definir um limite para a velocidade mínima, definindo somente os limites de velocidade máxima e a pressões mínima e máxima. Desta forma, foi permitido executar a otimização para as duas redes, sendo posteriormente gerados, seus respectivos relatórios LENHSNET.

Neste processo os diâmetros foram substituídos e com isso, houve uma alteração nos dados de pressão, velocidade e custo de implantação das tubulações da rede elaborada pela CAERD, conforme apresentado na Figura 26.

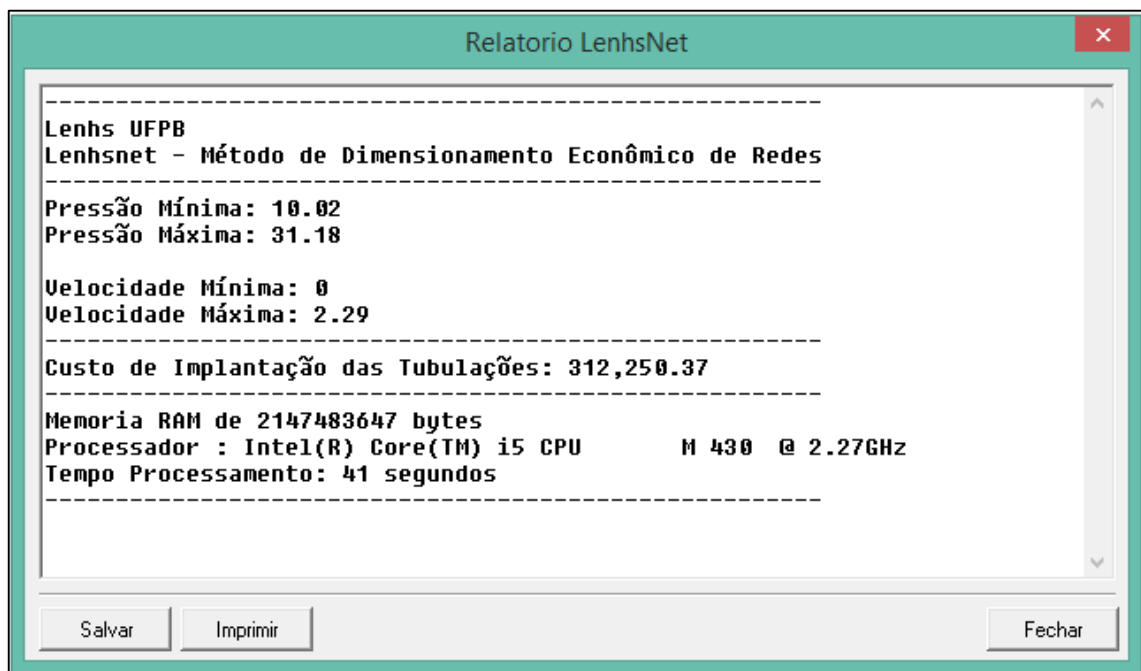


Figura 26 – Relatório da otimização da rede dimensionada pela CAERD.

Após otimização da rede, foi possível a análise e comparação dos traçados antes e após este processo. Como já era esperado, as pressões se mantiveram dentro dos valores recomendados pela ABNT, assim como a velocidade máxima do sistema, esta última tendo um acréscimo na rede, devido esta alteração de diâmetros (FIGURA 27).

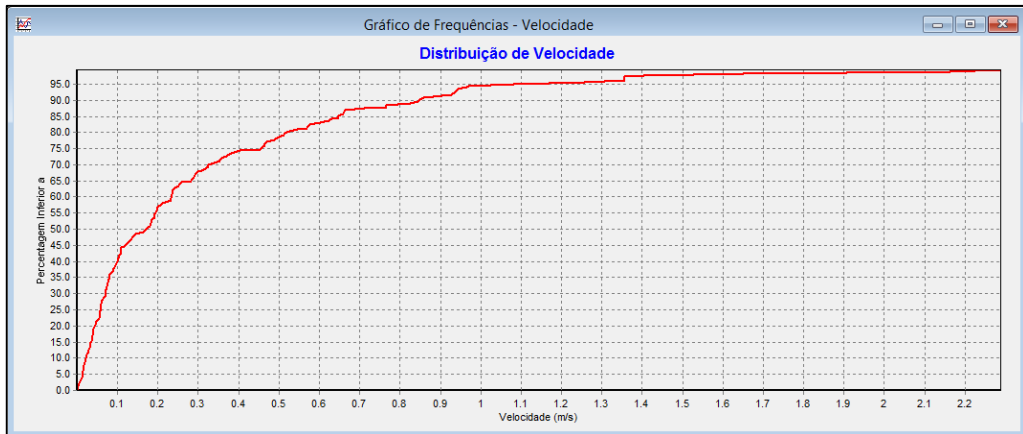


Figura 27 – Gráfico de velocidade nos condutos da rede da CAERD otimizada.

A partir do gráfico de velocidades da rede otimizada nota-se que a velocidade média da rede teve um leve aumento, passando a ser de 0,18 m/s. Entretanto, caso seja adotado o critério proposto por Salvino (2009) e Gouveia (2012), nos trechos em que a vazão é superior a 1,18 L/s, em 100 % dos casos, a velocidade da água é maior que 0,6 m/s.

Contudo, as alterações nos diâmetros agravaram ainda mais a perda de carga na rede, ocasionando 31 trechos onde a perda de carga ultrapassa os 8 m/km, totalizando 17% das tubulações, e dentre estes, a perda de carga chega a ser de 103,5 m/km.

Quanto ao custo de instalação dos condutos da rede, o valor que era de R\$ 329.238,82, reduz aproximadamente 5%, chegando ao valor de R\$ 312.250, 37.

Esta otimização econômica também foi capaz de ser realizada na rede alternativa após mudança na restrição da velocidade mínima, gerando um relatório contendo os novos dados do sistema pressurizado. A Figura 28 traz as informações para análise e comparação com o referido traçado anteriormente dimensionado.

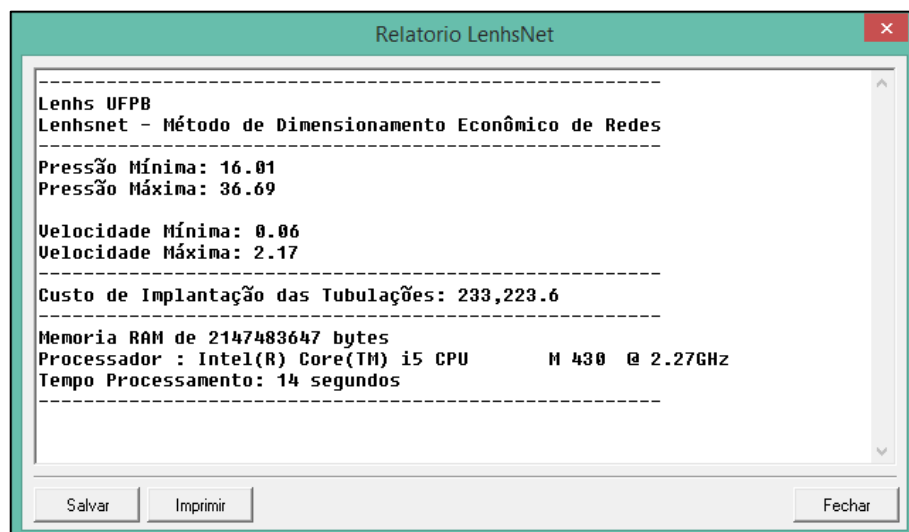


Figura 28 – Relatório da otimização da rede alternativa.

Nota-se que os dados de pressão permanecem dentro dos limites impostos, assim como a velocidade máxima, tendo esta tido um aumento de 0,87 para 2,17 m/s. A velocidade mínima da rede, como já esperado, continuou abaixo do parâmetro mínimo determinado pela norma vigente, entretanto, este permaneceu no valor de 0,06 m/s (FIGURA 29).

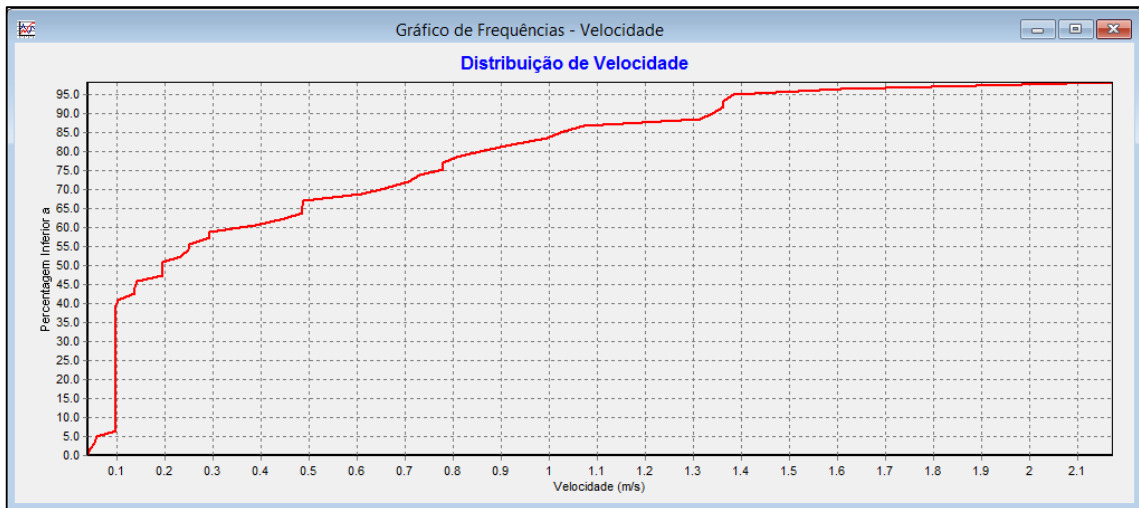


Figura 29 – Gráfico de velocidade nos condutos da rede alternativa otimizada.

Analisando a Figura 26 conclui-se que mesmo com o aumento de velocidade máxima nos trechos, e permanência da mínima, a rede permanece com velocidade média próxima a 0,2 m/s. Outro ponto a ser abordado, diz respeito a porcentagem de condutos que agora apresentam velocidade acima da mínima, sendo estes iguais a 30% do traçado da rede. Assim, entende-se que, relacionado aos parâmetros de velocidade na rede alternativa, esta, apresentou melhorias consideráveis.

Em contrapartida, a substituição dos diâmetros visando o menor custo econômico do sistema, acarretou no aumento da perda de carga na rede, que anteriormente apresentava perda de carga abaixo do valor máximo permitido em todos os trechos. Nesta nova configuração, a rede alternativa apresentou 16 trechos, equivalentes a 26 % do traçado, em que a perda de carga é maior que os 8 m/km permitidos, chegando a ter um valor máximo de perda igual a 59,89 m/km.

Deste modo, observa-se que em ambas execuções do otimizador, os condutos pressurizados tiveram valores elevados de perda de carga unitária, fato que também ocorreu em estudos anteriormente elaborados, como por exemplo, os de Salvino (2009) e Salvino (2012).

Por fim, o último dado a ser observado foi em relação ao custo de implantação das canalizações do sistema pressurizado. O valor que antes era de R\$ 241.360,15, após otimizado, reduziu os gastos em aproximadamente 3,5%, resultando em R\$ 233.223,60.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Uma ferramenta para dimensionamento econômico do sistema pressurizado de distribuição de água tratada foi apresentada neste estudo, que traz incorporado um simulador hidráulico capaz de simular redes já existentes para efetuar análises e gerar resultados em vários formatos, dentre eles tabelas e gráficos, assim como, dimensionar novas redes. Todas essas funções foram realizadas, analisadas e discutidas para a definição do melhor traçado para a rede hidráulica que será instalada no loteamento em estudo.

Quanto as discussões, quatro configurações de traçado serviram como objeto de análise e comparação, sendo elas: Uma rede de distribuição dimensionada pela CAERD e simulada pelo programa de computador EPANET; uma rede alternativa dimensionada no EPANET; sendo estas duas redes de distribuição posteriormente otimizadas pelo algoritmo iterativo LENHSNET.

Dentro deste contexto, constatou-se que em todos traçados as pressões nos condutos estiverem entre os valores de mínimo e máximo 100 e 500 kPa m recomendado pela NBR 12218, e desta forma, em qualquer traçado o risco de perda de água devido a altas pressões será mínima, pois Charalambous e Isaia (2013) afirmam que a adequada gestão de pressão em sistemas urbanos distribuição de água é uma das principais intervenções para a perda reais de água.

A rede dimensionada pela CAERD e sua respectiva rede otimizada foram as que apresentaram a melhor configuração de traçado, pois, segundo Porto (2006), sua rede classificada como malhada em grande parte do sistema pode abastecer a maioria dos nós por mais de um caminho, proporcionando o mínimo de interrupção no fornecimento de água.

Apenas o traçado alternativo apresentou perda de carga abaixo da máxima em 100% dos trechos, porém o traçado alternativo otimizado, entre todos os demais traçados, foi a que apresentou o menor custo de implantação dos condutos, velocidades de água nos condutos mais

elevadas e maior quantidade de trechos acima do mínimo, apresentando 30 % dos trechos com fluxos maiores que 0,6 m/s.

Concluindo então, que dentre os sistemas abordados a rede alternativa otimizada foi a que demonstrou ser a mais adequada para ser instalada no loteamento estudado.

Entretanto, novos estudos devem ser realizados para determinar uma rede de distribuição que possa atender 100 % os parâmetros de perda de carga, velocidade e pressão garantindo a oferta de água tratada em quantidade e qualidade suficiente para toda a população de projeto. E que esse trabalho realizado possa servir de incentivo para futuras análises buscando melhores soluções para os SAA, proporcionando maior bem-estar e saúde para as comunidades e melhor gerenciamento e uso sustentável dos recursos naturais.

REFERÊNCIAS

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS. **Atlas Brasil**: abastecimento urbano de água. Brasília, 2015. Disponível em: <<http://atlas.ana.gov.br/Atlas/forms/Home.aspx>>. Acesso em: 15 abr. 2015.

ALAZBA, A. A.; ELNESR, M. B. Simple iterative model for adjusting Hazen-Williams friction coefficient for drip irrigation laterals. **Australian Journal of Basic and Applied Sciences**, v.5, n.12, p.1079-1088, fev. 2011.

AMARAL, L. A.; FILHO A. N.; JUNIOR O. D. R., FERREIRA F. L. A.; BARROS L. S. Água de consumo humano como fator de risco à saúde em propriedades rurais. **Revista Saúde Pública**. Jaboticabal, SP, v. 37, p. 510-514, abr. 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12213**: projeto de captação de água de superfície para abastecimento público. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12218**: Projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12586**: Cadastro de sistema de abastecimento de água. Rio de Janeiro, 1992.

BALLESTER, M.V.R.; VICTORIA, D. C.; KRUSCHE, A.V.; COBURN, R.; VICTORIA, R.L.; RICHEY, J.E. Richey; LOGSDON, M.G.; MAYORGA, E.; MATRICARDI, E. A remote sensing/GIS-based physical template to understand the biogeochemistry of the Ji-Paraná river basin (Western Amazônia). **Remote Sensing of Environment**. v. 87, p. 429-445, 2003, doi:10.1016/j.rse.2002.10.001.)

BAPTISTA, V. F. A educação ambiental para um ambiente equilibrado. **Saúde & Ambiente em Revista**. Duque de Caxias, RJ, v.7, n.1, p.01-09, jun. 2012.

BRASIL. Conselho Nacional do Meio Ambiente. Resolução CONAMA nº 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**, 12 mar. de 2011.

BRASIL. Conselho Nacional do Meio Ambiente. Resolução CONAMA nº 357, de 17 de março de 2005. Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências. **Diário Oficial da União**, n. 53, 18 mar. 2005, p. 58-63.

BRASIL - Ministério do Meio Ambiente (MMA). **Mananciais**. Brasília, 2015. Disponível em: <<http://www.mma.gov.br/cidades-sustentaveis/aguas-urbanas/mananciais>>. Acesso em: 22/ ago. 2015.

BRITO, A. G.; OLIVEIRA, J. M.; PEIXOTO, J. M. BRITO. **Tratamento de água para consumo humano e uso industrial: elementos teóricos-práticos**. Porto: Engenho e Média, Lda, I Grupo Publindústria, 2014. 258 p.

CARDOSO, A. P. P. M.; **Redução de perdas reais em sistema de abastecimento de água através do controle avançado de pressão – aplicação a um subsistema da cidade do Porto**. 2013. 177 f. (Mestrado em Engenharia do Ambiente). Programa de Mestrado Integrado em Engenharia do Ambiente da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013.

CASAGRANDE, G. S. Dimensionamento otimizado de redes prediais de água utilizando os programas epanet-lenhsnet e excel. Vitória: UFES, 2011. Monografia (Bacharel em Engenharia Ambiental). Universidade Federal do Espírito Santo, 2011.

CETESB. **Qualidade das águas superficiais do Estado de São Paulo**. São Paulo: CETESB, 2011.

CHARALAMOUS, S.; ISAIA, M. **Leakage reduction by innovative pressure regulation and control**. In: Proceedings of the 5th MEDIWAT meeting and Steering Committee Meeting. Chania, Crete (Greece), 2013.

COMPANHIA DE ÁGUAS E ESGOTOS – CAERD. **Arquivos Vetoriais**. Ji-Paraná, 2015.

CURAN, R. M. Caracterização e origem da composição química incrustação e simulação de cenários de perda em setor da rede de abastecimento de água da cidade de Rio Claro – SP.

Rio Claro: UNESP, 2010. Monografia (Bacharel em Engenharia Ambiental). Instituto de Geociência e Ciência Exatas, Campus Rio Claro, 2009.

DANTAS NETO, J.; SOUSA, J. S. C. Equação explícita para cálculo do fator de atrito de darcyweisbach em projetos de irrigação pressurizada. **Revista Irriga**. Botucatu, v. 19, n. 1, p. 137-148, jan./mar. 2014.

DI BERNADO, L.; SABOGAL PAZ, L. **Seleção de tecnologias de tratamento de água**. 878p. (Vol. I) Editora LDIBE LTDA. São Carlos, SP. 2008.

FIOCRUZ (Fundação Oswaldo Cruz). **Glossário Saneamento e Meio Ambiente**. Ministério da saúde, 2015. Disponível em: <<http://www.aguabrasil.icict.fiocruz.br/index.php?pag=sane>>. Acesso em: 1 ago. 2015.

FRANCO, R. M. B. **Protozoários de veiculação hídrica: relevância em saúde pública**. Laboratório de protozoologia, Departamento de Parasitologia do Instituto de Biologia; Universidade Estadual de Campinas, SP, 2006.

GAMEIRO, R. C. P. G. **Dimensionamento otimizado de redes de distribuição de água com a utilização de algoritmos genéticos**. 2003. 70 f. (Mestrado em Saneamento Ambiental e Recursos Hídricos). Programa de Pós-Graduação em Tecnologias Ambientais da Universidade de Mato Grosso do Sul, Campo Grande, 2003.

GARCIA, E. S. H.; SANTOS G.; GHISLENI G.; OTTONELLI R.; DARONCO G. C.; **Sistema de abastecimento de água estudo de caso: Redentora –RS**. Relatório técnico científico. XXI Seminário de Iniciação Científica UNIJUÍ. Ijuí, RS, 2013.

GOMES, H. P.; SALVINO, M. M. D. **Manual do usuário Epanet 2.0 Brasil**. Paraíba: Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento da Universidade Federal da Paraíba, 2009, 201 p.

GOUVEIA, R. M. M. **Modelo computacional de otimização para dimensionamento de redes de distribuição de água abastecidas por múltiplos bombeamentos**. João Pessoa: UFPB, 2012. Tese (Doutorado em Engenharia Mecânica). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica da Universidade Federal da Paraíba, 2012.

GRABOW, W. Waterborne diseases: update on water quality assessment and control. *Water S.A* 1996; 22:193-202.

HELLER, L.; PÁDUA, V. L.; **Abastecimento de água para consumo humano**. Belo Horizonte: Editora UFMG, 2010.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA- IBGE, 2010. **Cidades por Unidades Federativas**. Disponível em: <<http://www.cidades.ibge.gov.br/xtras/home.php>>. Acesso em: 1 nov. 2014.

Ji-PARANÁ, Prefeitura Municipal. **Plano Diretor**, 118 f Ji-Paraná, 2011. 118 f.

Ji-PARANÁ, Prefeitura Municipal. **Plano Municipal de Saneamento Básico de Ji-Paraná-PMJP**, Plano setorial de abastecimento de água potável e esgotamento sanitário, 2012.

JUNIOR, J. V. F. M. **Comparação de métodos de dimensionamento em redes de distribuição de água**. Fortaleza: UFC, 2012. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Fortaleza, 2012.

KATAYAMA, V. T. **Quantificação da produção de lodos de estações de tratamento de água de ciclo completo: uma análise crítica**. 2012. 144 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidráulica). Programa de Mestrado em Engenharia Hidráulica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.

LAMOGLIA, H. A.; SILVA F. G. B.; VIANA A. N. C.; OTTONI, A. B. Avaliação hidráulica de rede de distribuição de água da cidade de Passos–MG. XIX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Maceió, AL. 2011.

MARCOS, E. C. P. **Proposta de automatização da estação elevatória de água do campus Morro do Cruzeiro da UFOP**. Ouro Preto: UFOP, 2009. Monografia (Bacharel em Engenharia de Controle de Automação). Universidade Federal de Ouro Preto, 2009.

MARTINS, V. R. A. **Análise de perdas de água dos sistemas de captação, tratamento e adução dos subsistemas de abastecimento de água de Andorinhas, Queimadela e Rabagão**. Braga 2014. Dissertação (Mestrado em Tecnologia do Ambiente). Universidade do Minho, Braga, Portugal, 2014.

MORAIS, D. C.; CAVALCANTE, C. A. V.; ALMEIDA, A. T.; Priorização de áreas de controle de perdas em redes de distribuição de água. **Pesquisa Operacional**. v.30, n.1, p.15-32, jan./abr, 2010.

MOREIRA, R. A.; RÔDA, R. D.; IDE, C. N.; REIS L. F. R. R.; SILVA, J. B. Perdas reais de água em tubulações de PVC. XIX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Maceió, AL, 2011.

MOREIRA, T. O. M. **Gestão de perdas em redes de abastecimento de água – assistida pelo simulador EPANET**. Porto: FEUP, 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia do Ambiente). Programa de Mestrado Integrado em Engenharia do Ambiente da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2011.

MOTTA, R. G. **Importância da setorização adequada para combate às perdas reais de água de abastecimento público**. São Paulo, 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidráulica). Programa de Mestrado em Engenharia da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, SP, 2010.

NASCIMENTO, E. L.; RODRIGUES É. R. D.; SANTOS J. P.; MARTINS A. S.; BASTOS W. R.; CARVALHO D. P.; HOLANDA I. B. B.; ALMEIDA R. Avaliação espacial da qualidade da água subterrânea na área urbana de Porto Velho – Rondônia. XV Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas, 2008.

ODAN, F. K. **Estudo de confiabilidade aplicado à otimização da operação em tempo real de redes de abastecimento de água**. São Carlos: USP, 2013. Tese (Doutorado em Engenharia Hidráulica e Saneamento). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2013.

OLAIA, A. I. S. **Gestão de sistemas de abastecimento de água através de modelação hidráulica**. Lisboa: FCT, 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia do Ambiente – Perfil Engenharia Sanitária). Faculdade de Ciência e Tecnologias Universidade Nova de Lisboa, 2012.

OLIVEIRA, B. L. **Estações elevatórias: características construtivas e geração de ruídos**. 2010. 265 f. (Mestrado em Engenharia Civil, na área de concentração de Arquitetura e Construção). Programa de Mestrado da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, 2010.
PORTO, R. M. **Hidráulica básica**. 4. ed. São Carlos: EESC USP Projeto REENGE, 2006. 540 p.

OLIVEIRA, J. F. Otimização de redes de distribuição utilizando programação linear e não linear. Fortaleza: UFC, 2011. Monografia (Bacharel em Engenharia Química). Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2011.

PORTO, R. M. **Hidráulica básica**. 4ªed. São Carlos. Departamento de Hidráulica e Saneamento da Escola de Engenharia de São Carlos Universidade de São Paulo, USP, 2006. 540 p.

RETTORE NETO, O.; BOTREL T. A.; FRIZZONE J. A.; PINTO M. F.; CAMARGO A. P. Quantificação do erro na determinação da perda contínua de carga em tubos elásticos. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**. Jaboticabal, v.33, n.6, p.1312-1321, nov./dez. 2013.

ROCHA, N. B. S. **Eficiência energética de sistemas de abastecimento de água para diferentes pressões disponíveis nas entradas das edificações**. João Pessoa: UFPB, 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana e Ambiental). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana e Ambiental da Universidade Federal da Paraíba, 2014.

RODRIGUES, B. G. Estudo de concepção para ampliação do subsistema ebat balneários. Florianópolis: UFSC, 2013. Monografia (Bacharel em Engenharia Sanitária e Ambiental). Universidade Federal de Santa Catarina, 2013.

SALVINO, M. M. **Método de dimensionamento e controle operacional otimizado para redes de distribuição de água**. João Pessoa: UFPB, 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica da Universidade Federal da Paraíba, 2009.

SALVINO, M. M. **Modelagem computacional visando a reabilitação de redes hidráulicas**. João Pessoa: UFPB, 2012. Tese (Doutorado em Engenharia Mecânica). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica da Universidade Federal da Paraíba, 2012.

SANABRIA, J. M.; JULIO M. J. Decaimento do cloro residual em águas de abastecimento do município de Campo Grande/MS. **Revista de Engenharia e Tecnologia**. Campo Grande, MS, v. 5, n. 4, p. 92-104, dez. 2013.

SEDAM (Secretaria de Estado do Desenvolvimento Ambiental). **Climatologia**. 2015.

SILVA, A. I. M. **Análise econômica de sistema de abastecimento de água público fechado: estudo de caso da cidade universitária professor José da Silveira Netto – Belém (PA)**. Belém: UFPA, 2012. Dissertação (Pós-Graduação em Engenharia Civil) Universidade Federal do Pará Belém, PA, 2012. Disponível em: <<http://www.sedam.ro.gov.br/index.php/meteorologia/climatologia.html>>.

SILVA, F. G. B.; ALVES, L. H. F; SANTOS, A. H. M.; OTTONI, A. B. Avaliação hidráulica em setores da rede de distribuição de água de Itajubá-MG. considerando vazamentos. XVII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. São Paulo, SP. 2007.

SNIS – Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento. **17º Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgoto** – 2011. Disponível em: <<http://www.snis.gov.br>>. Acesso em: 01 set. 2015.

SOUZA, A. O. Uso do código computacional livre Epanet para estudo da rede de abastecimento de cosanpa em Dom Elizeu – PA. Belém: UNAMA, 2013. Monografia (Bacharel em Engenharia Civil). Universidade da Amazônia, 2013.

TSUTIYA, M. T. **Abastecimento de água**. 3ªed. São Paulo. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, USP, 2006. 643 p.

VIANNA, M.R. **Hidráulica Aplicada às Estações de Tratamento de Água**. 5ª edição, Belo Horizonte, 2014.

VICENTINI, L. P. **Componentes do balanço hídrico para avaliação de perdas em sistemas de abastecimento de água**. São Paulo: USP, 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidráulica). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2012.

VIÉGAS, A. A. **Estudo das perdas de água no sistema de abastecimento e nas residências do conjunto Benjamim Sodré**. Belém: UFPA, 2009. Dissertação (Pós-Graduação em Engenharia Civil). Universidade Federal do Pará. Belém, PA, 2009.

VIEGAS, J. V.; PAZ, M. F.; GASTALDINI, M. C. C.; DANIELLE, R. D.; BARROSO, L. B. **Simulação do comportamento hidráulico de redes de abastecimento de água utilizando o modelo EPANET**. XXVII Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental. Cancun, México, 27 a 31 de out de 2002.

VIEIRA, L. V. A. **Aplicação do modelo de simulação EPANET 2.0 ao estudo das pressões e cloro residual do sistema de abastecimento de água de Angra do Heroísmo**. 2013, 86 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia e Gestão de Sistemas de Água). Programa de Mestrado em Engenharia e Gestão de Sistemas de Água do Departamento de Ciências Agrárias da Universidade dos Açores, Ponta Delgada, Portugal, 2013.

VOTRE, R. **Automação no controle de perdas e redução de impactos ambientais em sistemas de abastecimento de água**. 2014. 118 f. (Mestrado em Meio Ambiente Urbano e Industrial). Programa de Mestrado da Universidade Federal do Paraná em parceria com o SENAI-PR e a Universidade de Stuttgart, Alemanha. Curitiba, PR, 2014.