



PREFEITURA DO MUNICÍPIO
IBEMA

MEMORIAL DESCRITIVO E DE CÁLCULO
PROJETO DE SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA
COMUNIDADE CRISTÓPOLIS

POÇO: 293235.00 mE 7213764.00 mS
RESERVATÓRIO: 293244.02 mE 7213568.07 mS

FEVEREIRO/2022

IBEMA/PR

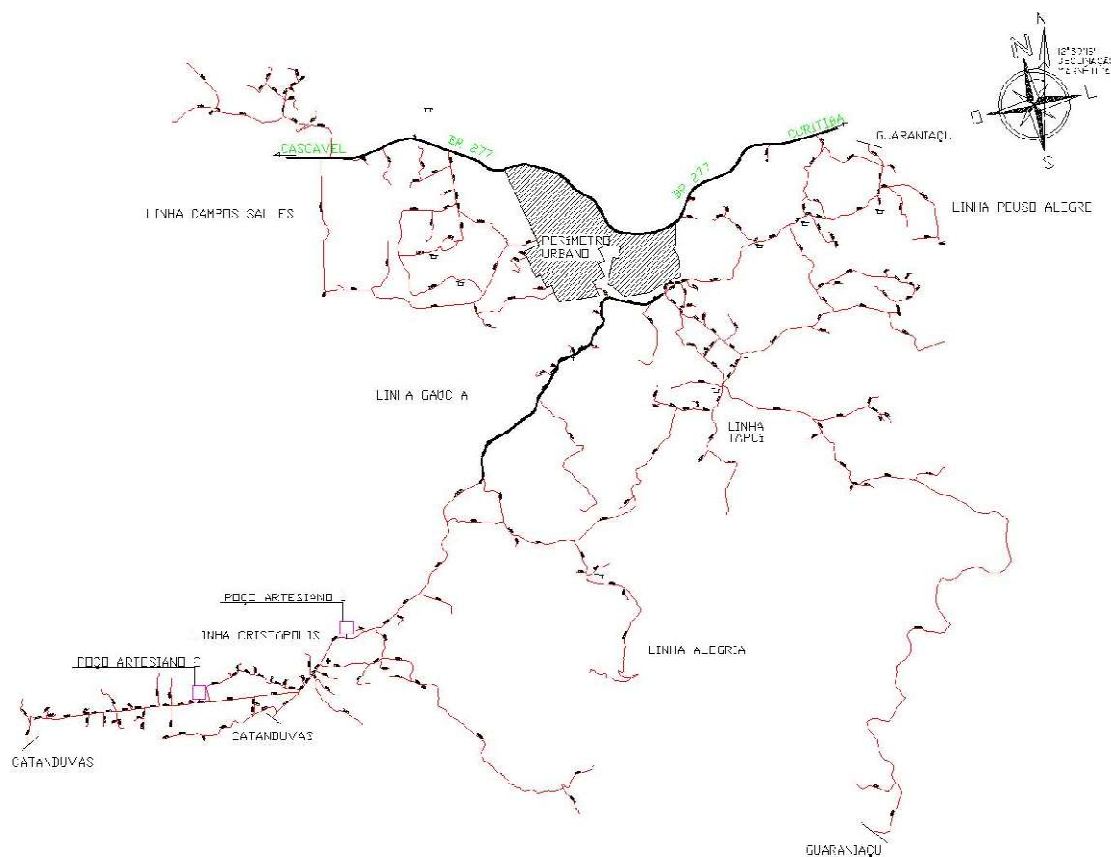
Prefeitura Municipal de Ibema
Av. Ney Euyrson Napoli, 1426 – Centro – Ibema – PR
Fone: (45) 3238-1347 - Email: prefeitura@pibema.pr.gov.br
Gestão 2021/2024



1. INTRODUÇÃO

Este documento apresenta as diretrizes a serem seguidas para execução do projeto de Sistema de Abastecimento de Água da Comunidade Cristópolis, município Ibema/PR.

O mesmo aborda a metodologia de cálculo e dimensionamento do sistema de abastecimento, assim como as especificações técnicas que deverão ser tomadas para boa implementação do projeto. Soma-se a esse, a prancha com detalhes gráficos de projeto, planilha orçamentária detalhada, e o cronograma físico-financeiro.





2. OBJETIVO

O objetivo principal do projeto é promover o abastecimento com água potável da Comunidade Cristópolis, através de 01 poço artesiano para captação, adução, reservação e distribuição de água até as 47 unidades consumidoras.

3. JUSTIFICATIVA

A necessidade de saneamento básico é evidente em boa parte das Comunidades Rurais dos municípios do interior do nosso Estado. Com a efetiva implementação desse projeto, daremos um importante passo para superação dessa realidade no tocante ao Abastecimento de Água, umas das vertentes do Saneamento Básico. Ele se justifica e é estratégico, porque vai suprir à demanda hídrica da comunidade, garantir o acesso à água potável, tratada e de qualidade, diminuindo assim os casos de doenças veiculadas pelo contato elou consumo de água contaminada. Diante do exposto, faz-se estratégico e emergente a implementação e construção do Sistema de Abastecimento de Água em questão.

4. CONCEPÇÃO DO PROJETO

O sistema de abastecimento de água consiste na captação de água, adução, reservação e distribuição. A captação de água será através de exploração diária de manancial subterrâneo (poço profundo) a ser construído na comunidade. A reservação e distribuição ocorrerão através de Reservatório e sistema de condutos projetados. Maiores detalhes serão tecidos posteriori.

Quanto ao sistema de tratamento, o mesmo deverá atender A Portaria nº 518/04 do Ministério da Saúde, de modo a proporcionar distribuição de água com padrão de potabilidade adequado ao consumo humano. O sistema de tratamento proposto deverá ser composto de bomba dosadora automática instalada junto ao poço tubular ou reservatórios.

5. DIMENSIONAMENTO DE PROJETO

5.1 PARÂMETROS TÉCNICOS

5.1.1 Período de Projeto



O andamento de projeto pode estar relacionado à durabilidade ou vida útil das obras e equipamentos, ao período de retorno dos financiamentos, ou a outras razões específicas. Os problemas concernentes às dificuldades de ampliação de determinadas estruturas ou componentes do sistema, como também o custo do capital a ser investido e o ritmo de crescimento da população são também fatores a serem considerados.

Segundo o Iparde – Instituto Paranaense de Desenvolvimento Econômico e Social, o município de Ibema apresenta taxa de crescimento geométrico populacional segundo tipo de domicílio – 2010, na zona rural, de -2,4%, sendo assim, não será considerado aumento populacional e a população de projeto será a mesma da população atual.

Tabela 01 - População do Projeto - (Pp)

COMUNIDADE	Nº CASAS	POP. ATUAL (hab)	POP. PROJETO (hab)
Linha Cristopolis	46	184	184

5.1.2 Coeficientes de Variação de Consumo

Para efeito de projeto adotaremos os seguintes coeficientes:

- Coeficiente correspondente ao dia de maior consumo: $K1 = 1,20$;
- Coeficiente correspondente à hora de maior consumo: $K2 = 1,50$.

5.1.3 Demandas de Água ou Vazão de Projeto

A elaboração de um projeto de abastecimento de água exige o conhecimento das vazões de dimensionamento das diversas partes constitutivas do sistema. Para a determinação dessas vazões é necessário conhecer a demanda de água da comunidade.

Em estudos largamente difundidos na literatura apontam-se valores médio de consumo per capita para estimativas de demanda. Para o caso em questão, considerando que a comunidade tem perfil rural e sua população no geral é considerada de baixo a médio padrão, tem-se determinado cerca de 100 a 150 litros/habitante/dia. Nesse esboço, utilizaremos o consumo de **150 litros/habitante/dia**. Então, a demanda de água será a quantidade de usuários no horizonte final do projeto pelo volume per capita (Equação 02).



Equação 02 - Vazão média

$$Q_m = (P_p \times q) / 86.400$$

$$Q_m = (184 \times 150) / 86400$$

$$Q_m = 0,32 \text{ l/s}$$

Onde:

Q_m = Vazão média anual, (l/s);

P_p = População Projeto, (habitantes;)

q = Taxa de consumo per capita, (l/hab/dia).

Vazão do dia de maior consumo adiciona no cálculo o coeficiente K1 e no cálculo da vazão do dia de maior consumo na hora de maior demanda acrescenta o coeficiente K2 (Tabela 02).

Tabela 02 - Vazão do projeto

	Pp	Qm		Qmd – dia maior consumo		Qmdh – dia maior consumo e hr de maior demanda	
	Hab	l/s	m3/s	l/s	m3/s	l/s	m3/s
Linha Crsitopolis	184	0,32	0,00032	0,38	0,00038	0,58	0,00058

5.1.4 Adutora

Segundo Azevedo Neto (1998) adutoras são canalizações principais destinadas a conduzir água entre as unidades de um sistema abastecimento que precedem a rede de distribuição. Não possuem derivações para alimentarem distribuidores de rua ou ramais prediais. Há casos em que da adutora principal partem ramificações (subadutoras) para levar água a outros pontos fixos do sistema.

As adutoras interligam tomadas de água, estações de tratamento e reservatórios, geralmente na sequência indicada. São canalizações de importância vital para o abastecimento de cidades e, qualquer interrupção que venham a sofrer afetará o abastecimento da população com reflexos negativos.



5.1.5 Adutora do Poço

A adutora do poço classifica-se como de recalque por conduzir água de um ponto de cota topográfica mais baixa para um ponto de cota topográfica mais alta. A mesma irá alimentar 01 (um) reservatório que será construído para abastecimento da comunidade em cota topográfica mais favorável a pressurização do sistema por gravidade.

5.2 DIMENSIONAMENTO DA ADUTORA

Os parâmetros a serem considerados para dimensionamento da adutora são a vazão de adução (**Qad**), comprimento da adutora (**L**), desnível a ser vencido (**Hg**), o material do conduto e coeficiente **C** (Tabela 03). A vazão de adução foi calculada considerando a população de projeto, o consumo per capita diário, coeficiente da maior consumo diário e considerando 6 horas de funcionamento do sistema elevatório.

Matematicamente é representada pela equação (Equação 03):

Equação 03 - Vazão de Adução Média Anual

$$Qad = (Pp \times q \times K1) / (a \times 3600)$$

$$Qad = (184 \times 150 \times 1,2) / 6 \times 3600$$

$$Qad = 1,53 \text{ l/s}$$

Onde:

Qad = Vazão de adução média anual, (l/s);

Pp = População Projeto, (184 hab);

q = Taxa de consumo per capita, (150l/hab/dia);

K1 = Vazão do dia de maior consumo, (1,2);

a = Horas de funcionamento diário, (6 h).

Tabela 03 - Condições de Projeto

	POÇO 01
Vazão de adução	0,00153



$0,75 < K < 1,4$	1,2
Cota poço (m)	748,00
Prof. Bomba Submersa (m)	150,00
Cota Reservatório (m)	777,00
Altura mínima reservatório (m)	3,00
Desnível Geométrico - m	29,00
Com. Adutora até RES. ELEV - m	330,00m
Coeficiente de Hazen Willians - PVC	140

O pré-dimensionamento do diâmetro tubulação da adutora é feito através da fórmula de **Bresse (Equação 04)**:

Equação 04 - Fórmula de Bresse

$$D = K \times (Q_{ad})^{1/2} \quad D = 1,2 \times (0,00153)^{1/2} \quad D = 46,93 \text{ mm}$$

Onde:

K = Coeficiente Bresse, valor comumente utilizado no Brasil = 1,2

Q_{ad} = Vazão de adução, em m³/s

O cálculo nos dá **46,93 mm** como diâmetro econômico ideal para a rede de adução. Não obstante, o diâmetro comercial adotado será o de **DN 50 mm**, no sentido de diminuir as perdas de carga, velocidade de escoamento do fluido, e, por conseguinte, a potência da bomba necessária para recalcar a água do poço até o reservatório.

5.2.1 Altura Manométrica

A definição da bomba necessária para recalcar o líquido em todo o sistema depende da vazão de projeto e da altura manométrica total. Esses dados foram tabulados e os fornecedores de bombas trazem em seus catálogos a potência de bomba em função dessas propriedades.



A altura manométrica total (**H_{mant}**) corresponde ao desnível geométrico (hg), verificado entre os níveis da água no início e no fim do recalque, acrescida de todas as perdas localizadas e por atrito que ocorrem nas tubulações e pelas conexões, quando se bombeia uma vazão (**Q_{ad}**).

5.2.2 Perda de Carga Localizada

Para Azevedo Neto (1998) são perdas denominadas locais, acidentais ou singulares, pelo fato de decorrerem especificamente de pontos ou partes bem determinadas da tubulação, ao contrário do acontece com as perdas em consequência do escoamento ao longo de tubos. No entanto, a literatura aponta que para situações de redes muito extensas (4.000 vezes maior que o diâmetro do tubo), estas podem ser desprezadas em virtude do baixo valor o que não pesa significativamente para o valor total do cálculo. Diante do exposto, as perdas de cargas acidentais localizadas serão desconsideradas nesse projeto em virtude da extensão da rede de adução.

5.2.3 Perda de Carga na Tubulação

As perdas de cargas ao longo das tubulações foram calculadas pela fórmula de **Hazen-Willians (Equação 05)**:

Equação 05 - Fórmula de Hazen-Willians

$$J = (10,64/D^{4,87}) * (Q_{ad}/C)^{1,852} = (10,64/50^{4,87}) * (0,00153/140)^{1,852} = 0,015$$

$$H_f = J \times (L_{Adt} + P_{Inst_B})$$

$$H_f = 0,015 \times (330 + 150) = 7,2 \text{ m.c.a}$$

Onde:

D = Diâmetro do tubo

Q = Vazão

C = Coeficiente do material

L_{Adt} = Comprimento da adutora (m)

P_{Inst_B} = Prof. De Instalação da Bomba (m)



O quantitativo das perdas totais é aferido em razão do comprimento da adutora, da vazão demandada e do ponto limite de trabalho da bomba (nível dinâmico do poço). Os cálculos demonstram uma perda de carga equivalente a **7,2 m.c.a.**

5.2.4 Altura Manométrica Total (Hmant)

A altura manométrica total é a soma de todas as perdas de cargas mais o desnível geométrico até o ponto de entrega da vazão de projeto (Tabela 04).

Tabela 04 - Altura Manométrica Total (HmanT)

Adutora	ND	Hf	H _{acid}	Hg	H _{loc}	H _{Res}	HmanT
Poço - Reservatorio	18,00	7,2	0,36	32,00	2,59	3,00	63,15

5.2.5 Linha Piezométrica da Adutora

A linha de carga referente a uma canalização é o lugar geométrico dos pontos representativos das três cargas: de velocidade, de pressão e de posição. A linha piezométrica corresponde às alturas a que o líquido subiria em piezômetros instalados ao longo da canalização.

5.2.6 Golpe de Ariete

Denomina-se golpe de aríete a pressão que se produz sobre as paredes de um conduto forçado quando o movimento do líquido é modificado bruscamente. Ou seja, é a sobrepressão que as canalizações recebem quando se fecha, por exemplo, um registro. (AZEVEDO NETO, 1998). Em outras palavras, sempre que uma coluna líquida em movimento permanente, num conduto forçado, é acelerada ou retardada, a pressão, no sistema considerado, se modifica, havendo um aumento ou diminuição da mesma em relação ao valor inicial, correspondente ao valor da pressão do escoamento permanente.

Em instalações de bombeamento, seja quando da partida das bombas, seja quando da parada das mesmas, produz-se fenômeno semelhante de variação do escoamento com o tempo, com a massa líquida sendo acelerada no caso da partida, e retardada, no caso da parada da bomba. Como resultado, junto a bomba, surgem mudanças locais da



pressão, com valor decrescente na parada da bomba e de valor crescente no caso da partida.

Celeridade (C) refere-se à velocidade com que a onda de pressão se desloca em uma tubulação. A velocidade de propagação da onda pode ser calculada através da fórmula de ALLIEVI (Equação 06):

Equação 06 - Fórmula de ALLIEVI

$$C = 9900 / ((48,3 + k \times D/e)^{1/2}) =$$
$$9900 / (48,3 + 18 \times 50/2,7)^{1/2} = 506,77 \text{ m/s}$$

Onde:

C = Celeridade da onda de pressão (m/s);

D = Diâmetro da tubulação, (m);

e = Espessura da tubulação, (m);

k = Coeficiente módulo de elasticidade do material.

Exemplo típico e considerado mais importante de golpe de aríete em instalações de bombeamento, com bombas acionadas por motores elétricos e instalações providas de válvulas de retenção logo a jusante das bombas, é o que se verifica logo após a interrupção do fornecimento da energia elétrica.

Cálculo do golpe de Ariete (Tabela 05) segundo a formulação do escoamento elástico, também conhecida como fórmula de ALLIEVI (Equação 07):

Equação 07 - Sobrepressão - Ha

$$Ha = C \times V / g = 506,77 \times 0,43 / 9,81 = 22,44 \text{ m.c.a}$$

Onde:

Ha = Sobrepressão, (m.c.a)

C = celeridade da onda de pressão, (m/s);

V = velocidade, (m/s);

g = aceleração da gravidade (m/s²).



Tabela 05 - Golpe de Ariete

Adutor a	V (m/s)	Mat	D (mm)	Hg (m.c.a)	C (m/s)	Ha (m.c.a)	H_pmax (m.c.a)	H_pmax_T (m.c.a)
Poço – reserv atório	0,43	PVC PBA, JE, CLASSE 15	50	32,00	506,7	22,44	54,44	66,44

*A H_{pmáx_T} é a sobrepressão máxima (H_{pmáx}) acrescida de 20% da resistência da classe de tubo adotada. Nesse caso foi adotada Tubo de classe 15.

5.2.7 Material para adutora

Em virtude das pressões na tubulação e do golpe de aríete é sugerida a utilização de tubos e conexões em PVC PBA, JEI, Classe 15 para o diâmetro de DN 50 mm. Além desses fatores, outros como a análise de viabilidade técnica e econômica também influenciaram na escolha desses.

5.2.8 Peças Especiais e Órgãos Acessórios

A adutora será equipada com alguns dispositivos que tem importância fundamental no bom funcionamento e manutenção da mesma, como:

- Registros de parada: Destinados a interromper o fluxo da água. Um deles será colocado no início da adutora, outro no fim. Isso vai permitir o isolamento e esgotamento de trechos, por ocasião de reparos, sem necessidade de esgotar toda a adutora. Permitem ainda regular a vazão na operação de enchimento da linha, fazendo-o de forma gradual e assim, evitando o golpe de aríete.

Registros de descarga: serão colocados nos pontos abaixo da adutora para permitir o esvaziamento, quando necessário, p ocasião de reparos. O diâmetro da derivação, na qual se instala o registro de descarga, deverá ser de 1/6 a 1/2 do diâmetro da adutora.

- Ventosas: colocadas nos pontos elevados da tubulação de modo a expulsar, durante o enchimento da adutora, o ar que normalmente se acumula nesses pontos. Tem a função também de fazer admissão de ar, quando a tubulação está sendo esvaziada, de modo a se evitar a ocorrência de pressões internas negativas, podendo originar o colapso ou achatamento ou ovalização das tubulações, bem como a possibilidade de entrada de líquido externo devido a defeitos provocados nas tubulações ou através das juntas.



- **Válvulas de Retenção:** tem como principal objetivo impedir o retorno da água para a bomba de recalque quando está for paralisada, evitando assim o golpe de aríete nas peças da mesma.
- **Ancoragens:** blocos de concreto deverão ser colocados junto a curvas, tês e outras conexões, para suportar componentes de esforços não equilibrado, oriundos da pressão interna e externa, evitando assim problemas de quebra nesses pontos.
- **Válvula de Controle da Pressão ou Válvula Redutora de Pressão - VRP:** limita a pressão de saída na válvula num determinado ponto da rede.

5.2.9 Válvula Redutora de Pressão

Uma VRP é um acessório hidráulico que permite a obtenção de uma pressão pré-definida no setor a jusante da sua instalação. O seu funcionamento prevê a fixação de uma pressão máxima a jusante, que é função de uma perda de carga induzida ao escoamento pela válvula, mediante a ordem de abertura ou de fecho desta. Quando a pressão a jusante é demasiadamente elevada o dispositivo de obturação da válvula é acionado, aumentando a perda de carga localizada no sistema e reduzindo o valor da pressão a jusante até ao valor pretendido. Ao invés, se a pressão a jusante estiver abaixo de um determinado valor a válvula abre.

Deverão ser instaladas 02 (duas) válvulas redutoras de pressão, conforme mostra o projeto. As duas terão \varnothing de $\frac{3}{4}$.

5.2.10 Bomba submersa

O conjunto elevatório ou mesmo a bomba deverá vencer a diferença de nível entre os dois pontos mais as perdas de carga em todo o percurso (perda por atrito ao longo da canalização). As variáveis preponderantes para o dimensionamento da bomba estão descritas na Tabela 04 supracitada e são utilizadas pela equação 08 abaixo. Veja:

Equação 08 - Cálculo Conjunto Elevatório - (Pot_B)

$$\text{Pot} = \left(\gamma \cdot Q_{ad} \cdot H_{manT} / 75 \right) n = 1000 \cdot 0,00153 \cdot 63,15 / 75 \cdot 0,65 = 1,98 \text{ CV.}$$

Como a potência calculada é de 1,98 CV, será incrementada uma folga de 50% em cima da potência calculada. Logo, a potência a ser instalada do conjunto elevatório será de **2,97 CV**.



Onde:

- Y = Peso Específico da água, em kgf/m^3 ;
- Q_{ad} = Vazão de Adução, em m^3/s ;
- H_{ManT} = Altura Manométrica Total, em m.c.a; e
- n = Rendimento Global Conjunto Elevatório. (Azevedo Netto orienta usar entre 0,65 e 0,67).

5.2.11 Operação da Bomba

Para o bom funcionamento da bomba e que assim a mesma possa ter melhor eficiência e economizar energia, deverá ser realizada análise de funcionamento com relação à demanda e tempo. Assim o equipamento poderá alcançar o objetivo do projeto que é vencer a altura manométrica total e conduzir a vazão necessária para a comunidade, sem trabalhar fora de sua faixa de melhor desempenho, podendo prejudicar sua vida útil.

As manobras e manejo do sistema podem variar considerando as condições de projeto e as condições reais na prática.

5.3 RESERVATÓRIO DE DISTRIBUIÇÃO

Os reservatórios de distribuição são unidades destinadas a compensar as variações horárias de vazão, ou seja, regularizar as vazões durante o consumo diário (AZEVEDO NETO, 1998). A altura entre o fundo ou nível mínimo dos mesmos foi calculada, vide capítulo da rede de distribuição, para manter uma pressão mínima de serviço de 10 m.c.a. Este será construído no ponto de cota topográfica mais favorável em relação ao setor que o mesmo vai abastecer, para que assim seja aproveitada a diferença de cotas para auxiliar vencer as perdas de carga e manter a pressão mínima requerida em projeto. Os reservatórios podem ser construídos de alvenaria, concreto armado, chapa metálica e/ou materiais especiais como fibra de vidro, por exemplo. Para esse caso, sugere-se a instalação de um reservatório em polietileno, com capacidade de 10.000 litros.

5.3.1 Dimensionamento dos Reservatórios



PREFEITURA DO MUNICÍPIO **IBEMA**

A literatura trata a respeito do dimensionamento dos reservatórios e levanta várias metodologias de cálculo, sendo o objetivo final que estes funcionem como volantes da distribuição, atendendo a variação horária do consumo, prover reserva de água para combate a incêndio e manter reservas para atender a condições especiais.

De acordo com Azevedo Netto (1998) para atender a primeira condição os reservatórios empiricamente devem ter capacidade superior a 1/6 do volume consumido em 24 horas (diário). Ainda o mesmo autor informa que há sugestões de dimensionamento de 1/3 do consumo diário correspondente aos setores por ele abastecidos. O mesmo ainda diz que em reservatórios elevados, por medida econômica, usa-se o dimensionamento na base de 1/5 do volume distribuído em 24 horas podendo chegar até a 1/8.

Assim, levando em consideração perfil da comunidade, partiremos para atender condição mínima de 18% do volume diário consumido, acrescidos de 14% de reserva emergência caso a adutora passe por problemas e/ou manutenções morosas. Isso equivale a uma reserva total de aproximadamente **10 m³**.

Tabela 06 - Dimensionamento do reservatório

Comunidade	V. Cons. Diário,(l/d)	%_V. Util	%_V. Reserva	V. Reservação m³	V. Reservatórios m³
Cristopolis	27.600	0,18	0,14	8,832	10,00

5.4 REDE DE DISTRIBUIÇÃO

Segundo a NBR 12.218 NB 594 pode-se definir rede de distribuição o conjunto de peças especiais destinadas a conduzir a água até os pontos de tomada das instalações prediais, ou os pontos de consumo público, sempre de forma contínua e segura. Logo é necessário dimensioná-lo levando em consideração melhor condição de funcionamento, economia e condições de manutenção aplicáveis ao sistema. No geral o dimensionamento de uma rede é de certa forma simples, mas a depender da complexidade do sistema pode se tornar uma atividade não tão simplória, alguns fatores que contribuem para isso são a topografia (relevos acidentados), disponibilidade hídrica e contorno entre obstáculos.

Como já descrito acima fatores geométricos definem o tipo de rede a ser projetada, além do porte da cidade/comunidade a ser abastecida, essa rede é composto de condutos que se cruzam da melhor forma possível e esses condutos por sua vez são classificados como condutos ou tubulações principais da rede de distribuição, verificadas



por cálculo hidráulico, mediante concentração das vazões máximas de dimensionamento em seus nós e condutos ou tubulações secundárias, as demais tubulações da rede de distribuição.

As redes podem ser classificadas em ramificadas e malhadas. Na ramificada o sentido da vazão é conhecida uma vez que o abastecimento é realizado a partir de uma tubulação principal por meio de um reservatório de montante. No geral, esse tipo de rede é utilizado em pequenas comunidades e um dos seus principais inconveniente é que se por ventura ocorrer rompimento num trecho inicial a montante toda a rede ficará prejudicada.

As redes de distribuição a serem projetadas se iniciam na saída do reservatório elevado a ser construído no ponto definido na comunidade e se estende por todas as ruas com os diâmetros dimensionados de acordo com as demandas de volume, como mostra o projeto plotado em anexo deste memorial. Como sendo, o ramal principal é o tubo responsável por conduzir a água em toda a extensão do loteamento, sendo os ramais secundários ligados a ele. O mesmo é um conduto forçado, totalmente cheio de fluido, que opera sob pressão diferente da atmosférica.

O método utilizado para dimensionamento da rede de abastecimento foi o do seccionamento fictício. O princípio deste método consiste em seccionar alguns pontos da rede, de forma que esta se torne uma rede ramificada equivalente, simplificando-se assim os cálculos necessários para a determinação dos valores das incógnitas. Para definir os sentidos dos escoamentos nesta última, e procurando-se maximizar o aproveitamento da topografia do terreno, os cortes fictícios são feitos em locais onde minimizem o trajeto da água desde os pontos de abastecimento até os de consumo.

Existem outros três métodos comumente utilizados para esse tipo de dimensionamento, que o Método de Hardy-Cross de Iteração de Vazões, o Método Nodal com Convergência por Iteração de Pressões e o Método Nodal com Convergência pela Técnica de Newton-Raphson, porém os métodos mais simples e adequados para serem utilizados no dimensionamento e análise prática do trabalho.

5.4.1 Condições Hidrostáticas e Hidrodinâmica Requeridas

A norma 12.218 NB 594 faz as seguintes definições de interesse:

1. Para atender aos limites de pressão, a rede deve ser subdividida em zonas de pressão. Zona de pressão é área abrangida por uma subdivisão da rede na qual as pressões estáticas e dinâmicas obedecem aos limites prefixados.



2. A pressão estática máxima nas tubulações distribuidoras deve ser de 500 kPa, ou 50 m.c.a, e a pressão dinâmica mínima de 100 kPa ou 10 m.c.a, alguns autores recomendam utilizar o mínimo de 15 m.c.a para pressão dinâmica e dependendo do perfil ou público alvo, até 10 m.c.a.

3. Os valores da pressão estática superiores à máxima e da pressão dinâmica inferiores à mínima podem ser aceitos, desde que justificados técnica e economicamente.

5.4.2 Metodologia de Cálculo do Seccionamento Fictício

O primeiro passo é traçar as tubulações da rede na planta do empreendimento, geralmente a cerca de 1/3 da largura da rua, deixando sempre o eixo para ser utilizado quando da implantação de redes de esgotamento sanitário. Na mesma planta determinam-se os comprimentos de todos os trechos da rede, os quais são limitados pelos pontos de cruzamento e pelas extremidades livres das tubulações. Caso os trechos possuam grandes extensões ou grandes variações de cota topográfica, estes deverão ser desdobrados.

O próximo passo é cotar os cruzamentos e as extremidades da rede com base no projeto de curvas de nível do empreendimento e numerar os trechos com números arábicos a começar de, de acordo com o sentido crescente das vazões, de modo que o trecho de maior número seja alimentado diretamente pelo reservatório ou pela adutora, neste caso em se tratando de reservatório de montante.

O próximo passo é cotar os cruzamentos e as extremidades da rede com base no projeto de curvas de nível do empreendimento e numerar os trechos com números arábicos a começar de, de acordo com o sentido crescente das vazões, de modo que o trecho de maior número seja alimentado diretamente pelo reservatório ou pela adutora, neste caso em se tratando de reservatório de montante. Convenientemente, utilizou uma planilha de cálculo para todos os trechos, dispostos em ordem numérica, de modo que para eles constem o comprimento e as cotas topográficas. Na planilha, calcula-se para cada trecho, a vazão de montante, somando-se a vazão de jusante com a distribuição em marcha.

Geralmente inicia-se os cálculos nos trechos seccionados ou de extremidade livre, uma vez que neles a vazão de jusante é conhecida e igual a zero. Para esse caso as extremidades da rede coincidiam com o ponto de entrada de água dos condomínios que serão construídos, então o valor de jusante foi exatamente a demanda projetada. A vazão de distribuição em marcha é obtida multiplicando-se o comprimento do trecho pela vazão unitária de distribuição, expressa em litros por segundo e por metro. Por sua vez, a vazão fictícia de dimensionamento é a semissoma (média) de jusante e de montante. A vazão



de jusante, quando diferente de zero, é igual à soma das vazões de montante dos trechos alimentados pelo trecho em estudo.

Na planilha, em função da vazão fictícia de dimensionamento e dos limites de velocidades, assinala-se para cada trecho o valor do seu diâmetro, de acordo com a tabela 07.

Tabela 07 - Valores usuais de limites de vazão por diâmetro

Martins (1976 apud TSUTIYA, 2006)			Azevedo Netto (1998), Heller e Pádua (2010)			Porto (2006)		
DN (mm)	DI (mm)	Qmax (L/s)	DN (mm)	DI (mm)	Qmax (L/s)	DN (mm)	DI (mm)	Qmax (L/s)
50	54,6	1,00	50	54,6	1,40	50	54,6	1,34
60	68,2	1,57	60	68,2	2,30	60	68,2	1,95
75	77,2	2,20	75	77,2	4,00	75	77,2	3,14
100	100	4,70	100	100	8,00	100	100	5,89
150	156,4	14,10	150	156,4	18,00	150	156,4	14,67
200	204,2	28,30	200	204,2	35,00	200	204,2	28,27
250	252	53,90	250	252	54,00	250	252	47,86
300	299,8	84,80	300	299,8	85,00	300	299,8	74,22
350	347,6	125,00	350	347,6	125,00	350	347,6	108,72
400	394,6	176,00	400	394,6	176,00	400	394,6	150,80
500	489,4	314,00	500	489,4	314,00	500	489,4	265,10

Fonte: Adaptado de Martins (1976 apud TSUTIYA, 2006), Azevedo Netto (1998), Heller e Pádua (2010) e Porto (2006).

Com a extensão, a vazão fictícia de dimensionamento e o diâmetro, e definido o material a ser utilizado, calcula-se a perda de carga unitário (J) através da fórmula universal e em seguida a perda de carga no trecho $hf = J * L$.

Para o ponto da rede de condições mais desfavoráveis no que tange a cota topográfica e ou a distancia em relação ao reservatório, estabelece-se a pressão dinâmica mínima (10 m.c.a) ou estática máxima (60 m.c.a). O limite inferior é estabelecido, a fim de que a rede possa abastecer diretamente prédios de até dois pavimentos e o superior e evitar maiores danos à rede.

A partir da cota piezométrica do ponto mais desfavorável (pressão dinâmica mínima mais a cota topográfica), calculam-se as cotas piezométricas de montante e de jusante de cada trecho, com base nas perdas de carga já definidas, ou seja, somando-se a cota piezométrica de jusante do trecho anterior, e assim sucessivamente até o reservatório.



5.4.3 Cálculo da Vazão (Equação da Continuidade)

Para cálculo para preenchimento da planilha é necessário calcular a velocidade em função da vazão e do diâmetro do tubo, então se utiliza a equação da continuidade para este fim (Equação 09).

Equação 09 - Equação da continuidade

$$Q = A \times V$$

Onde:

Q = Vazão, (m³/s);

A = Área, (m²);

V = Velocidade, (m/s).

5.4.4 Perda de Carga

Normalmente se atribui a perda de carga ao atrito entre o fluido e a parede do conduto, no entanto, esta proposição não é correta, uma vez que junto à parede do tubo se forma uma camada de fluido aderente e imóvel, classicamente denominada de camada limite. Desse modo, o fluido em movimento no interior da tubulação não se atrita diretamente com sua parede, mas sim com o fluido estacionário da camada limite (PERES, 1996).

No regime laminar, a perda de carga se deve ao atrito entre as camadas líquidas em movimento, cuja velocidade aumenta a partir da parede da tubulação, onde ela é nula, para um valor máximo no centro do conduto. No caso do regime turbulento, além desta componente, devem ser considerados efeitos das velocidades transversais à trajetória do fluido, que contribuem para o aumento do atrito entre as partículas e para o aumento dos choques entre elas. Estes efeitos conjugados aumentam a perda de carga (PERES, 1996).

A perda de carga é continua quando se dá ao longo de um conduto uniforme ou, então, localizada como quando ocorre em singularidades do escoamento, tais como curvas, reduções, cotovelos, registros, etc. E, em um conduto longo (comprimento maior que 100 metros) e uniforme (dimensões e rugosidade constantes) é uma função de muitos fatores (PERES, 1996) dentre os quais podemos destacar:

1. Diretamente proporcional ao perímetro e ao comprimento do conduto.



2. Inversamente proporcional à seção transversal do conduto.
3. Dependente das características do fluido e da rugosidade da parede do tubo.
4. Independente da pressão e da posição do conduto.

5.4.5 Fórmula de Hazen-Willians

A fórmula utilizada para o cálculo da perda de carga será a formula de HazenWillians amplamente utilizada e indicada na literatura (Equação 10).

Equação 10 • Fórmula de Hazen-Willians

$$J = (10,64 * Q_{ad}) / (C^{1,852} * D^{4,87}) =$$

Onde:

Q = Vazão, (m³/s);

D = Diâmetro, (m);

J = Perda de carga unitária, (m/m);

C = Coeficiente adimensional que depende da natureza (material e estado das paredes dos tubos).

A fórmula de Hazen-Willians é indicada para qualquer tipo de conduto e de material. Seus limites de aplicação são os mais largos: Diâmetro de 50 a 3.500mm e velocidades até 3,5 m/s (Tabela 08).



Tabela 8 - Valor do coeficiente C sugerido para a fórmula de Hazen-Willians

Tubos	Novos	Usados 10 nos	Usados 20 anos
Aço corrugado (chapa ondulada)	60	-	-
Aço galvanizado roscado	125	100	-
Aço rebitado, novos.	110	90	80
Aço soldado, comum (revestimento betuminoso)	125	110	90
Aço soldado com revestimento epóxi-co.	140	130	115
Chumbo	130	120	120
Cimento-amianto	140	130	120
Cobre	140	-	-
Concreto, bom acabamento.	130	-	-
Concreto, acabamento comum.	130	120	110
Ferro fundido, revestimento epóxico.	140	130	120
Ferro fundido, revestimento de argamassa de cimento.	130	120	105
Grês cerâmico, vidrado (manilhas).	110	110	110
Latão	130	130	130
Madeira, em aduelas.	120	120	110
Tijolos, condutos bem executados.	100	95	90
Vidro	140	140	140
Plástico (PVC)	140	135	130

Fonte - Manual de Hidráulico Azevedo Netto, 1998 – pág. 150.

5.4.6 Dimensionamento da Rede de Distribuição do Sistema

Tabela 09 • Condições de projeto

População	184
Consumo per capita	150
K1 * k2	1,8
Nó mais desfavorável	Vilson - CT 771
Nó mais favorável	Olino - CT 688
Pressão estática máxima calculada (m.c.a)	60
Pressao estática máxima permitida (m.c.a)	60
Pressao dinâmica mínima permitida (m.c.a)	10
Coeficiente de Hazen Willians PVC	140
Cota localização do reservatório	777
Comprimento total da rede	16.415



5.4.7 Vazão de Distribuição

Vazão de demanda deve ser calculada antes de tudo, pois com base neste cálculo, saberemos a vazão para que a população seja atendida com o auxílio da equação 11:

Equação 11 - Vazão de demanda_Qd

$$Qd = (Pp \times q \times K3) / 3600 \times 24$$

Onde:

Pp= População de projeto a ser abastecida;

q = Taxa consumo per capita médio da comunidade, (l/hab./dia);

h = Horas de operação do sistema, consideraremos 24 h;

K3 = Coeficiente de reforço, (K1 x k2).

Com os valores de projeto obtemos que a vazão de distribuição será:

$$Qd = (184 \times 150 \times 1,8) / 3600 \times 24 \quad \Rightarrow \quad Qd = 0,57 \text{ l/s}$$

5.4.8 Vazão unitária distribuída

A vazão unitária distribuída é a relação entre a vazão total de distribuição e o comprimento total da rede, logo temos:

$$Lt = 16.415,00 \text{ m}$$

$$Qd = 0,57 \text{ l/s}$$

$$Qu = Qd / Lt \quad Qu = 0,57 / 15.422 = 0,000034 \text{ l/sm}$$

5.4.9 Altura do Reservatório



Após analisar as zonas de pressões e cargas, conclui-se que altura do fundo do reservatório adotado, de 3,00 m garante a pressão mínima de 10 m.c.a no nó mais desfavorável, ou seja, a pressão a montante mais desfavorável, que esta localizado na residência do Senhor Vilson (CT 771m).

5.4.10 Material da Rede de Distribuição

O material indicado para construção da rede é o PVC PBA JE CLASSE 12 de DN 50mm e o PVC JS PB, DN 32mm de 750 KPa e suas respectivas conexões, conforme mostra o projeto.

5.5 RAMAIS RESIDENCIAIS

Ramal predial é ligação do domicílio à rede de distribuição, o qual é ligado a um medidor de vazão onde finalmente se dá início às instalações prediais de água. O dimensionamento do ramal predial é feito com base no consumo médio de água diário do imóvel e da pressão disponível na rede.

No tocante a Comunidade de Cristópolis serão realizadas 46 ligações prediais com a utilização de Tubos PVC soldáveis ligado aos kits cavaletes e os 46 medidores de vazão. Os reservatórios domiciliares têm sido comumente utilizados para compensar a falta de água na rede pública, resultante de falhas no funcionamento do sistema de abastecimento ou de programação da distribuição. É evidente que se o fornecimento de água fosse constante a adequado, não haveria a necessidade do uso desses dispositivos.

A NBR 5626 recomenda que a reservação total a ser acumulada nos reservatórios inferiores e superiores não deve inferior ao consumo diário e não deve ultrapassar a três vezes o mesmo. A função do reservatório inferior e armazenar uma parte da água destinada ao abastecimento e deve existir quando:

1. O reservatório superior não puder ser abastecido diretamente pelo ramal alimentador.
2. O volume total a ser armazenado no reservatório superior for muito grande (principalmente em prédios de apartamentos).

O reservatório superior deve ter capacidade adequada para atuar como regulador de distribuição e é alimentado por uma instalação elevatório ou diretamente pelo alimentador predial.



PREFEITURA DO MUNICÍPIO IBEMA

Segue abaixo lista com o nome dos proprietários e a coordenada:

	Nome	Latitude	Longitude	Altitude
1	Claudio Simon	-25,166565	-53,037670	755
2	Nereu Gafuri	-25,169054	-53,039250	722
3	Deliane Novack	-25,173625	-53,035768	735
4	Danilo Lopes	-25,174346	-53,033760	731
5	Fernando Lopes	-25,176027	-53,031780	726
6	Maria Sabedina	-25,171376	-53,040652	739
7	Cleber Morback	-25,173818	-53,043748	727
8	Claudio	-25,175346	-53,045587	716
9	Airton	-25,176578	-53,043908	741
10	Ladir	-25,175404	-53,045688	718
11	Augusto Saturnino	-25,176148	-53,049578	732
12	Valmor Hofman	-25,179317	-53,051131	776
13	Edi Berganachi	-25,178123	-53,053810	770
14	Vilson Ramos	-25,178246	-53,053884	770
15	Miguel	-25,17974	-53,054767	756
16	Delmar	-25,18029	-53,054603	758
17	Igreja	-25,181194	-53,055545	760
18	Salao	-25,181465	-53,055750	761
19	Igreja	-25,181624	-53,055867	763
20	Geraldo	-25,182011	-53,056126	765
21	Lucia Novack	-25,180077	-53,058127	748
22	Nereu Machado	-25,183293	-53,059641	738
23	Miranda	-25,188559	-53,062071	767
24	Joaquim Ribeiro	-25,188312	-53,064941	753
25	Sueli Ribeiro	-25,188041	-53,064865	759
26	Geraldo Santos	-25,189456	-53,066202	745
27	Renila	-25,190617	-53,068287	734
28	Carlos Rosser	-25,191187	-53,069817	731
29	Osmar Caresia	-25,186221	-53,053589	717
30	Antonio Farias	-25,190674	-53,049395	722
31	Dalmira	-25,183817	-53,053254	749
32	Etenar Marques	-25,176597	-53,047182	752
33	Claudir Bueno	-25,178038	-53,045959	760
34	Roque Bueno	-25,17843	-53,045983	763
35	Joel	-25,178668	-53,045983	765
36	Fabio Mandrick	-25,178947	-53,045928	767
37	José Lair	-25,181366	-53,047443	767
38	Lucimara Soares	-25,182702	-53,052456	765
39	Cleison Schneider	-25,182821	-53,049230	749



40	Luis Tolim	-25,184477	-53,048319	714
41	Valmor Fernandes	-25,182209	-53,045295	758
42	Cleverton Scheneider	-25,183718	-53,042991	728
43	Orlando	-25,183549	-53,045179	726
44	Camilo Schneider	-25,184776	-53,040049	731
45	Remi Cavalheiro	-25,188084	-53,038280	720
46	Olino	-25,19246	-53,032302	688

6. EXECUÇÃO E PROCEDIMENTOS OPERACIONAIS

6.1 ESCAVAÇÕES

Na abertura das valas deverá se evitar o acúmulo, por muito tempo, do material e da tubulação na beira da vala, sobretudo quando esse acúmulo possa restringir ou impedir o livre trânsito de veículos e pedestres. Em locais que não houver impedimentos no uso de equipamentos pesados e de porte, a escavação deve ser processada por meio mecânico, com o uso de retroescavadeira.

As valas serão abertas com uma profundidade de 0,80 m x 0,40 m de largura em média nos locais onde não é possível trabalhar com a tubulação fora de vala. Deverá ser nivelada de maneira a propiciar um assentamento harmonioso entre a tubulação e o solo. Todas as pedras de tamanho e peso acessível serão retiradas da vala, pois sua presença embaixo do tubo é prejudicial. As de maior tamanho, ou rocha, terão as saliências que se projetam para dentro da vala aparadas.

Eventualmente, será necessário o uso de motoniveladora e trator de esteira. A escavação manual deve ser utilizada em locais que não se possa efetuar a escavação mecânica. Em ambos os casos a empreiteira será responsável por eventuais danos causados a terceiros. Dependendo da natureza do terreno, deverá ser executado escoramento nas valas para evitar desmoronamentos. O empreiteiro deverá escolher corretamente o tipo de escoramento para cada tipo de solo.

6.2 TRANSPORTE, MANUSEIO DE DISPOSIÇÃO DOS TUBOS AO LONGO DA VALA

Quando os tubos ficarem estocados na obra por longos períodos, devem ficar ao abrigo do sol, evitando-se possíveis deformações provocadas pelo aquecimento excessivo, devendo-se observar o seguinte:



1. Os tubos devem ser transportados convenientemente apoiados e empilhados, cuidando-se especialmente das extremidades (ponto e bolsa) para que não sejam danificadas;
2. Os tubos, quando empilhados, devem ser apoiados sobre material macio ou sobre travessas de madeira e, de preferência, de forma continua;
3. As pilhas de tubos devem ser confinadas lateralmente por escoras e não devem ter mais que 1,5 metros de altura; e
4. As conexões, demais acessórios e materiais para as juntas devem ser levados para a obra no momento da utilização pelo pessoal especializado na execução das juntas e na montagem da tubulação.

6.3 SERVIÇO DE PREPARO E REGULARIZAÇÃO DO FUNDO DA VALA

O fundo da vala deve ser preparado para receber a tubulação e devem-se observar as recomendações específicas do projetista para tal. Quando o fundo da vala for constituído de argila saturada, tabatinga ou lodo, sem condições mecânicas mínimas para o assentamento dos tubos, deve-se executar uma base de cascalho ou de concreto convenientemente estaqueado e a tubulação, sobre tais bases, deve ser assentada e apoiada sobre colchão de areia ou material escolhido.

No caso de solo rochoso (rocha decomposta, pedras soltas e rochaviva) é necessário executar um leito de material isento de pedras, de no mínimo 15 cm sob os tubos. O fundo da vala deve ser uniforme, devendo-se evitar os colos e ressaltos. Para tanto, deve ser regularizado utilizando-se areia ou material equivalente.

6.4 ASSENTAMENTO DA TUBULAÇÃO, EXECUÇÃO DE JUNTAS

A montagem da tubulação entre dois pontos fixos, como, por exemplo, entre dois TÊS ou cruzetas já instaladas, pode ser feita utilizando-se a flexibilidade natural dos tubos de PVC rígido. Quando as condições são tais que os tubos passam a ser forçada (principalmente os de grandes diâmetros) a flexão, deve-se procurar utilizar luvas de correr para este fim.

6.5 SERVIÇOS DE ANCORAGEM E ENVOLVIMENTO E CONEXÕES



Após a execução de cada junta o tubo deve ser envolvido conforme a recomendação do fabricante com execução da junta, procurando-se com isso imobilizá-lo e deixar a junta exposta para posterior ensaio de estanqueidade.

As conexões de junta elásticas devem ser ancoradas, devendo-se utilizar para tal, blocos de ancoragem convenientemente dimensionados para resistir aos eventuais esforços longitudinais da tubulação, esforços estes que não são absorvidos pela junta elástica.

6.6 VERIFICAÇÃO DA ESTANQUEIDADE DAS JUNTAS

Antes do reaterro da vala, todas as juntas devem ser verificadas quanto a sua estanqueidade. As verificações devem ser feitas de preferência entre derivações e no máximo a cada 500 metros de tubulação.

6.7 SERVIÇO DE REATERRO E RECOMPOSIÇÃO DO PAVIMENTO

Após o ensaio das juntas, estas devem ser envolvidas. Toda a tubulação, independente do tipo de assentamento empregado, deve ser recoberta com material do local, selecionado de maneira a evitar pedras e entulhos, de tal forma que resulte numa camada de 30 cm de altura

O restante do material de reaterro da vala deve ser lançado em camadas sucessivas e compactado, de tal forma se obter o mesmo estado do terreno das laterais da vala. Preferencialmente colchão de areia lavada na parte inferior ao tubo e imediatamente superior até o nível do solo ou pelo menos nas primeiras camadas.

6.8 MANUTENÇÃO

Os reparos e modificações em redes constituídas de tubos PBA podem ser executados sem dificuldades, mediante a utilização de luvas de correr. A aplicação de tubos serrados somente poderá ser feita fazendo-se chanfros de 15° com uma lima. O defeito após ser localizado e o trecho danificado deve ser retirado, usando-se para isso uma serra. As pontas devem ser chanfradas com uma lima, uma das pontas é lubrificada e recebe a luva de correr, lubrifica-se a outra ponta e marca-se no tubo a posição final da luva de correr. Com auxílio de uma pequena alavanca, a luva de correr é deslocada até a posição correta. É aconselhável ancorar a luva de correr.



PREFEITURA DO MUNICÍPIO
IBEMA

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Caso haja alterações nos parâmetros utilizados para cálculo da rede de distribuição elou adutora, os mesmos deverão ser informados e os cálculos refeitos.

Ibema, 03 de fevereiro de 2022.

ANA PAULA LENZ
CREA PR 93.996/D