

**ANEXO I**

**Planilha Orçamentária, Cronograma Físico Financeiro, Composição de Custo Unitário, Composição de BDI, Memorial Descritivo e Plantas.**



**Anotação de Responsabilidade Técnica - ART**  
**Lei nº 6.496, de 7 de dezembro de 1977**

**CREA-CE**

**ART OBRA / SERVIÇO -**  
**REGISTRO ANTES DO**  
**TÉRMINO DA**  
**OBRA/SERVIÇO**  
**Nº CE20170212496**

**Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do Ceará**

P M S B  
 FLS Nº 29

INICIAL  
 INDIVIDUAL

**1. Responsável Técnico**

**JOAO BATISTA DE SOUZA JUNIOR**

Título profissional: **ENGENHEIRO CIVIL**

Empresa contratada: **N K SOUZA PROJETOS LTDA - ME**

RNP: **061159965-1**

Registro: **000043661-5**

**2. Contratante**

Contratante: **PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO BENEDITO**

**RUA PAULO MARQUES**

Complemento:

Cidade: **São Benedito**

País: **Brasil**

Telefone: **(88) 3626-1487**

Contrato: **Não especificado**

Valor: **R\$ 7.000,00**

Ação Institucional: **NENHUMA - NÃO OPTANTE**

Bairro: **CENTRO**

UF: **CE**

Email:

Celebrado em: **30/05/2017**

Tipo de contratante: **PESSOA JURIDICA DE DIREITO PUBLICO**

CPF/CNPJ: **07.778.129/0001-74**

Nº: **378**

CEP: **62370000**

**3. Dados da Obra/Serviço**

Proprietário: **PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO BENEDITO**

**SITIO ESTIVAS I e II**

Complemento:

Cidade: **São Benedito**

Telefone: **(88) 3626-1487**

Coordenadas Geográficas: **Latitude: 0 Longitude: 0**

Data de Início: **04/07/2017**

Finalidade: **Outro**

Bairro: **ZONA RURAL**

UF: **CE**

CPF/CNPJ: **07.778.129/0001-74**

Nº: **S/N**

CEP: **62370000**

**4. Atividade Técnica**

**A1 - ATUACAO**

38 - ORÇAMENTO > RESOLUÇÃO 1025 -> OBRAS E SERVIÇOS - CONSTRUÇÃO CIVIL -> OBRAS HIDRÁULICAS E RECURSOS HÍDRICOS -> #1416 - SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

Quantidade

1,00

Unidade

un

5 - PROJETO > RESOLUÇÃO 1025 -> OBRAS E SERVIÇOS - CONSTRUÇÃO CIVIL -> OBRAS HIDRÁULICAS E RECURSOS HÍDRICOS -> #1416 - SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

1,00

un

38 - ORÇAMENTO > RESOLUÇÃO 1025 -> OBRAS E SERVIÇOS - CONSTRUÇÃO CIVIL -> INFRA-ESTRUTURA TERRITORIAL -> LOCAÇÃO -> #1453 - ADUTORAS E POÇOS

1,00

un

5 - PROJETO > RESOLUÇÃO 1025 -> OBRAS E SERVIÇOS - CONSTRUÇÃO CIVIL -> INFRA-ESTRUTURA TERRITORIAL -> LOCAÇÃO -> #1453 - ADUTORAS E POÇOS

1,00

un

**A7 - FISCALIZACAO**

Quantidade

Unidade

17 - FISCALIZAÇÃO > RESOLUÇÃO 1025 -> OBRAS E SERVIÇOS - CONSTRUÇÃO CIVIL -> OBRAS HIDRÁULICAS E RECURSOS HÍDRICOS -> #1416 - SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

1,00

un

17 - FISCALIZAÇÃO > RESOLUÇÃO 1025 -> OBRAS E SERVIÇOS - CONSTRUÇÃO CIVIL -> INFRA-ESTRUTURA TERRITORIAL -> LOCAÇÃO -> #1453 - ADUTORAS E POÇOS

1,00

un

Após a conclusão das atividades técnicas o profissional deverá proceder a baixa desta ART

**5. Observações**

PROJETO, ORÇAMENTO E FISCALIZAÇÃO DA IMPLANTAÇÃO DO SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA NA LOCALIDADE DE ESTIVAS I e II NO MUNICÍPIO DE SÃO BENEDITO - CE.

**6. Declarações**

**7. Entidade de Classe**

NENHUMA - NÃO OPTANTE



Anotação de Responsabilidade Técnica - ART  
Lei nº 6.496, de 7 de dezembro de 1977

CREA-CE

P M S B  
FLS Nº 25

Página 2/2

Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do Ceará

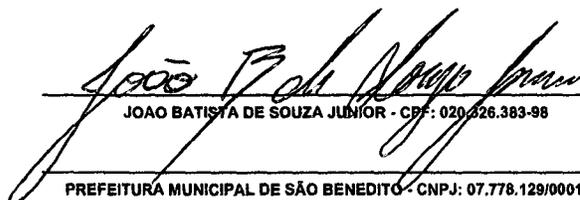
ART OBRA / SERVIÇO -  
REGISTRO ANTES DO  
TÉRMINO DA  
OBRA/SERVIÇO  
Nº CE20170212496

INICIAL  
INDIVIDUAL

8. Assinaturas

Declaro serem verdadeiras as informações acima

\_\_\_\_\_ de \_\_\_\_\_ de \_\_\_\_\_  
Local data

  
JOAO BATISTA DE SOUZA JUNIOR - CPF: 020.326.383-98  
PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO BENEDITO - CNPJ: 07.778.129/0001-74

9. Informações

\* A ART é válida somente quando quitada, mediante apresentação do comprovante do pagamento ou conferência no site do Crea.

\* Somente é considerada válida a ART quando estiver cadastrada no CREA, quitada, possuir as assinaturas originais do profissional e contratante.

10. Valor

Valor da ART: R\$ 81,53

Pago em: 05/07/2017

Nosso Número: 8212054737

**MEMORIAL DESCRITIVO E DE CÁLCULO DO PROJETO DE SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA DA COMUNIDADE DE ESTIVA I E II, MUNICÍPIO DE SÃO BENEDITO/CE.**

**JOÃO BATISTA DE SOUZA JUNIOR**  
**Engenheiro Civil - CREA: 50.399 – D**  
**RNP: 061159965-1**

PROPRIETÁRIO: PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO BENEDITO-CE

MEMORIAL DESCRITIVO E DE CÁLCULO DO PROJETO DE SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA DA CAMUNIDADE DE ESTIVA I E II, MUNICÍPIO DE SÃO BENEDITO/CE.

O presente memorial descritivo e de cálculo trata de forma objetiva e clara a metodologia de cálculo utilizada para dimensionamento Sistema de Abastecimento de Água (SAA) da Comunidade de Estiva I e II, localizada no município de São Benedito-CE, assim como trás especificações técnicas pertinentes as etapas de execução do projeto.

SÃO BENEDITO/CE

2017



## LISTA DE FIGURAS

Figura 01 - Ancoragem .....	29
Figura 02 – Reaterro das valas .....	30

## LISTA DE TABELAS

Tabela 01 - População do Projeto – (Pp) .....	7
Tabela 02 - Vazão do projeto .....	8
Tabela 03 - Condições de Projeto .....	10
Tabela 04 - Altura Manométrica Total (HmanT) .....	12
Tabela 05 - Golpe de Ariete .....	14
Tabela 06 - Dimensionamento do reservatório .....	17
Tabela 7 - Vazão e velocidades econômicas .....	20
Tabela 8 - Valor do coeficiente C sugerido para a fórmula de Hazen-Willians .....	23
Tabela 9 - Condições de projeto .....	24
Tabela 10 - Planilha de resultados dos nós .....	25

## LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 01- População de Projeto .....	7
Equação 02 – Vazão média .....	8
Equação 03 - Vazão de Adução Média Anual .....	9
Equação 04 - Fórmula de Bresse .....	10
Equação 05 - Fórmula de Hazen-Willians .....	11
Equação 06 - Fórmula de ALLIEVI .....	13
Equação 07 – Sobrepressão - Ha .....	13
Equação 08 – Cálculo Conjunto Elevatório – (Pot_B) .....	15
Equação 09 - Equação da continuidade .....	21
Equação 10 - Fórmula de Hazen-Willians .....	23
Equação 11 - Vazão de demanda_Qd .....	24

P  
FLS M S B  
29

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO .....	5
2	OBJETIVO .....	5
3	JUSTIFICATIVA .....	5
4	CONCEPÇÃO DO PROJETO .....	5
5	DIMENSIONAMENTO DE PROJETO .....	6
5.1	PARAMETROS TÉCNICOS .....	6
5.1.1	Período de Projeto .....	6
5.1.2	População de Projeto – (Pp) .....	7
5.1.3	Coeficientes de Variação de Consumo .....	7
5.1.4	Demandas de Água ou Vazão de Projeto .....	8
5.1.5	Adutora .....	9
5.1.6	Adutora do Poço .....	9
5.2	DIMENSIONAMENTO DA ADUTORA .....	9
5.2.1	Altura Manométrica .....	11
5.2.2	Perda de Carga Localizada .....	11
5.2.3	Perda de Carga na Tubulação .....	11
5.2.4	Altura Manométrica Total (Hmant) .....	12
5.2.5	Linha Piezométrica da Adutora .....	12
5.2.6	Golpe de Aríete .....	12
5.2.7	Material para adutora .....	14
5.2.8	Peças Especiais e Órgãos Acessórios .....	14
5.2.9	Bomba Submersa .....	15
5.2.10	Operação da Bomba .....	16
5.3	RESERVATÓRIO DE DISTRIBUIÇÃO .....	16
5.3.1	Dimensionamento dos Reservatórios .....	17
5.4	REDE DE DISTRIBUIÇÃO .....	17
5.4.1	Condições Hidrostáticas e Hidrodinâmica Requeridas .....	19

5.4.2 Metodologia de Cálculo do Seccionamento Fictício.....	19
5.4.3 Cálculo da Vazão (Equação da Continuidade).....	21
5.4.4 Perda de Carga .....	22
5.4.5 Fórmula de Hazen-Willians .....	22
5.4.6 Dimensionamento da Rede de Distribuição do Sistema.....	24
5.4.7 Vazão de Distribuição.....	24
5.4.8 Vazão unitária distribuída .....	24
5.4.9 Memória de Cálculo em Planilha .....	25
5.4.10 Altura do Reservatório .....	26
5.4.11 Material da Rede de Distribuição.....	26
5.5 RAMAIS RESIDENCIAIS .....	27
<b>6 EXECUÇÃO E PROCEDIMENTOS OPERACIONAIS .....</b>	<b>27</b>
6.1 TRANSPORTE, MANUSEIO DE DISPOSIÇÃO DOS TUBOS AO LONGO DA VALA.....	28
6.2 SERVIÇO DE PREPARO E REGULARIZAÇÃO DO FUNDO DA VALA .	28
6.3 ASSENTAMENTO DA TUBULAÇÃO, EXECUÇÃO DE JUNTAS .....	29
6.4 SERVIÇOS DE ANCORAGEM E ENVOLVIMENTO DOS TUBOS DOS TUBOS E CONEXÕES .....	29
6.5 VERIFICAÇÃO DA ESTANQUEIDADE DAS JUNTAS .....	30
6.6 SERVIÇO DE REATERRO E RECOMPOSIÇÃO DO PAVIMENTO .....	30
6.7 MANUTENÇÃO .....	31
<b>6 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>31</b>
<b>7 ANEXOS.....</b>	<b>32</b>
7.1 ORÇAMENTO RESERVATÓRIO ELEVADO EM ANEIS PRÉ-MOLDADOS C/ CAPACIDADE DE 20 M <sup>3</sup> .....	32
7.2 DETALHAMENTO DE MONTAGEM DO RESERVATÓRIO E MEMÓRIA DE CÁLCULO DA FUNDAÇÃO RASA TIPO SAPATA.....	33
<b>8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>36</b>



## 1 INTRODUÇÃO

Este documento apresenta as diretrizes a serem seguidas para execução do projeto de Sistema de Abastecimento de Água (S.A.A) da Comunidade de Estiva I e II, município de São Benedito/CE. O mesmo aborda a metodologia de cálculo e dimensionamento do S.A.A, 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 de água potável à Comunidade de Estiva I e II, através de sistema de captação, adução, reservação e distribuição de água até as **79 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 e/ou consumo de água contaminada. Diante do exposto, faz-se estratégico e emergente a implementação e construção do Sistema de Abastecimento de Água (S.A.A) 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, ambas, ocorrerão respectivamente através de Reservatório Elevado 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 PARAMETROS 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.

A expectativa do projeto é resolver a dificuldade relativa à falta do acesso à água para consumo humano da população, isso de forma emergencial, visto que as famílias já vêm sofrendo com esse problema há algum tempo. Logo, será considerado um **período de projeto de 20 anos**.

Fixado o prazo de projeto, é necessário conhecer a evolução populacional neste espaço de tempo, portanto determinando-se a população esperada para um tempo cronológico de 20 anos. Com este elemento poderá ser feita estimativa do consumo de água, ano a ano, e, sobretudo no fim do período adotado como de plano de investimento.

Existem vários métodos para determinação matemática da estimativa da população ao fim do plano de investimento, entre estes, método da progressão aritmética, da progressão geométrica, da parábola e da curva logística. Diante disso, considerando o perfil da Comunidade (Rural), será utilizada metodologia baseada em uma equação que determina crescimento linear da população baseado na população atual aplicada uma taxa de crescimento ano a ano (**Equação 01**).

**Equação 01- População de Projeto**

$$Pp = Pa \times (1 + R)^t$$

Onde:

Pp = População Futura;

Pa = População Atual;

R = Taxa de Crescimento da População;

t = Período estimado.

**5.1.2 População de Projeto – (Pp)**

Durante o levantamento topográfico foi realizado levantamento das projeções de todas as residências existentes. Esse levantamento do quantitativo de residências permitiu, junto às informações colhidas in loco, estimar a população atual. Logo, a estimativa da população do projeto foi realizada com base no número de residências existentes atualmente na área da comunidade, considerando um horizonte de projeto de **20 anos** (contando do ano base 2017), taxa de crescimento populacional anual de **1,49 %** e taxa ocupacional de **04 habitantes/residência (Tabela 01)**. Serão desconsiderados nessa estimativa previsão para grandes consumidores, já que a comunidade tem perfil rural e não possui ocupação industrial.

**Tabela 01 - População do Projeto – (Pp)**

Comunidade	Nº casas	Pop. Atual (hab.)	Pop. Projeto (hab.)
Estiva I e II	79	316	470

**5.1.3 Coeficientes de Variação de Consumo**

Para efeito de projeto adotaremos os seguintes coeficientes:

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

### 5.1.4 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 100 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**

$$Q_m = \frac{(P_p \times q)}{86.400}$$

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**

Com.	Pp.	Qm		Qmd - Dia maior consumo		Qmdh - Dia maior consumo e hora maior demanda	
	Hab.	l/s	m³/s	l/s	m³/s	l/s	m³/s
Estiva I e II	470	0,5	0,0005	0,7	0,0007	1,0	0,0010
<b>TOTAL</b>	<b>642</b>	<b>0,5</b>	<b>0,0005</b>	<b>0,7</b>	<b>0,007</b>	<b>1,0</b>	<b>0,0010</b>

P M S B  
 F L S N° 35

### 5.1.5 Adutora

Segundo Azevedo Neto (1998) adutoras são canalizações principais destinadas a conduzir água entre as unidades de um sistema de 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.

### 5.1.6 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 elevado, que será construído para abastecimento da comunidade em terreno doado por moradores e 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 (**Q<sub>ad</sub>**), comprimento da adutora (**L**), desnível a ser vencido (**H<sub>g</sub>**), 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 **12 horas** de funcionamento do sistema.

Matematicamente é representada pela equação (**Equação 03**):

**Equação 03 - Vazão de Adução Média Anual**

$$Q_{ad} = \frac{(P_p \times q \times K_1)}{(a \times 3600)}$$

Onde:

$Q_{ad}$  = Vazão de adução média anual, (l/s);

$P_p$  = População Projeto, (hab.);

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

$K_1$  = Vazão do dia de maior consumo, (1,2);

$a$  = Horas de funcionamento diário, (12 h).

P M S B  
FLS Nº 36

**Tabela 03 - Condições de Projeto**

Vazão de adução - (m <sup>3</sup> /s)	0,0013
$0,75 < K < 1,4$	1,2
Cota poço (m)	888,45
Prof. Bomba Submersa -(m)	81,50
Cota Reservatório - (m)	901,00
Altura mínima reservatório - (m)	6,18
Desnível Geométrico - (m)	10,43
Comp. Adutora até RES. ELEV - (m)	491,76
Coefficiente 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**

$$D = K \times \sqrt{Q_{ad}}$$

Onde:

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

$Q_{ad}$  = Vazão de adução, em m<sup>3</sup>/s.

O cálculo nos dá **43,34 mm** como diâmetro econômico ideal para a rede de adução. Não obstante, o diâmetro comercial adotado será o de **75 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<sub>mant</sub>**) 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<sub>ad</sub>**).

### 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-Williams (**Equação 05**):

**Equação 05** - Fórmula de Hazen-Williams

$$J = \left( \frac{10,64}{D^{4,87}} \right) \times \left( \frac{Q_{ad}}{C} \right)^{1,852}$$

====>

$$H_f = J \times (L_{Adt} + ND_{Poço} + P_{Inst-B})$$

Onde:

D = Diâmetro do tubo (m);

Q = Vazão, (m<sup>3</sup>/s);

C = Coeficiente do material (adimensional);

L\_Adt = Comprimento da adutora, (m);

ND\_Poço = Nível Dinâmico do Poço, (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 **0,885 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_Bomba (m)	P_Inst_B - (m)	Hf (m.c.a)	Hg (m.c.a)	H_Res (m.c.a)	Hmant (m.c.a)
Poço – Reservatório	- 80	-1,5	0,885	10,43	6,18	<b>98,99</b>

#### 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 Aríete

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**

$$C = \frac{9.900}{\sqrt{[(48,3 + k) \times (\frac{D}{e})]}}$$

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**

$$H_a = \frac{C \times V}{g}$$

Onde:

Há = Sobrepressão, (mca)

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

V = velocidade, (m/s);

g = aceleração da gravidade (m/s<sup>2</sup>).

**Tabela 05 - Golpe de Ariete**

Adutora	V (m/s)	Mat.	D (mm)	Hg (m.c.a)	C (m/s)	Ha (m.c.a)	H <sub>pmáx</sub> (m.c.a)	H <sub>pmax_T</sub> * (m.c.a)
Poço → Reservatório	0,3	PVC PBA, JE, CLASSE 12.	75	10,43	462,90	13,909	30,516	43,00

\*A H<sub>pmáx\_T</sub> é a sobrepressão máxima (H<sub>pmáx</sub>) acrescida de 20% da resistência da classe de tubo adotada. Nesse caso foi adotada Tubo de classe 12 (60 m.c.a).

### 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, JE, Classe 12 para o diâmetro de 75 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 baixo da adutora para permitir o esvaziamento, quando necessário, por 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.

### 5.2.9 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<sub>B</sub>)

$$Pot_B = \frac{\gamma \times Q_{ad} \times H_{manT}}{75 \times n} \rightarrow Pot_B = \frac{1000 \times 0,0013 \times 98,99}{75 \times 0,65} \rightarrow Pot_B = 2,65 \text{ CV.}$$



Como a potência calculada está entre 02 e 05 CV, será incrementada uma folga de 20% em cima da potência calculada. Logo, a potência instalada do conjunto elevatório será de **3,44 CV ou 3,50 CV**.

Onde:

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

### 5.2.10 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). Nesse contexto, será construído 01 (um) reservatório em anéis pré-moldados com fuste de 06 metros. 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 na rede entre 05 e 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 **construção reservatório elevado em anéis pré-moldados com capacidade de 20 m³.**

### 5.3.1 Dimensionamento dos Reservatórios

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 17% de reserva emergência caso a adutora passe por problemas e/ou manutenções morosas. Isso equivale a uma reserva total de aproximadamente **20 m³.**

**Tabela 06 - Dimensionamento do reservatório**

Comunidade	V. Cons. Diário – (l/d)	%_V. Útil	%_V. Reserva	V. Reserva – (m³)	V. Reservatórios (m³)
Com. Estiva I e II	56.347,13	0,18	0,17	20	20

### 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 in-

cógnitas. 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**, porem 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 05 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 coincidem 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 (econômica), assinala-se para cada trecho o valor do seu diâmetro, de acordo com a **tabela 07**.

**Tabela 7 - Vazão e velocidades econômicas**

Diâmetro Comercial (mm)	Q <sub>u</sub> (l/s)	V <sub>u</sub> (m/s)
50	1,3230	0,675
75	3,1514	0,713
100	5,8875	0,750
125	10,400	0,800

150	14,570	0,825
200	28,260	0,900
250	47,775	0,975
300	74,230	1,050
350	108,225	1,125

ou fazendo-se pela seguinte equação:  $V_{Econômica} = 0,6 + 1,5 D$ ;

$$Q = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot V$$

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 (50 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)

Em um momento no 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, (m<sup>2</sup>);

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-Williams

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

**Equação 10 - Fórmula de Hazen-Willians**

$$J = 10,643 \times Q^{1,85} \times C^{-1,85} \times D^{-4,87}$$

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 3.500 mm e velocidades até 3,5m/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 epóxico.	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 9 - Condições de projeto

População	470
Consumo per capita (l/hab/dia)	100
K1 * K2	1,8
Nó mais desfavorável	Nó_18 ao RESERVATÓRIO
Nó mais favorável	Nó_04 ao Nó_05
Pressão estática máxima calculada (mca)	39,74
Pressão estática máxima permitida (mca)	50
Pressão dinâmica mínima permitida (mca)	05 a 10
Coeficiente de Hazen Willians PVC	140
Cota localização reservatório – (m)	901,00
Comprimento total da rede – (m)	3.827,52

### 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

$$Qd = \frac{Pp \times q \times K3}{3600 \times 24}$$

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:

$$Qd = \frac{470 \times 100 \times 1,8}{86.400} \Rightarrow Qd = 0,98 \text{ l/s}$$

### 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 = 3.827,52 m

Qd = 0,98 l/s →  $Qu = \frac{Qd}{Lt}$  → Qu = 0,0002556 l/s.m

5.4.9 Memória de Cálculo em Planilha

Tabela 10 - Planilha de resultados dos nós.

Trecho	Nó/Referencial	Ext. (m)	Vazão (l/s)			D (mm)	V (m/s)
			A jusante	A montante	Fictícia		
01	P.S* ao Nó_01	115,64	0,0000	0,0296	0,0148	50	0,015
02	Nó_01 ao Nó_02	47,48	0,0296	0,0417	0,0356	50	0,021
03	P.S* ao Nó_02	131,56	0,0000	0,0336	0,0168	50	0,017
04	Nó_02 ao Nó_03	298,20	0,0753	0,1515	0,1134	50	0,077
05	Nó_03 ao Nó_04	144,83	0,1515	0,1885	0,1700	50	0,096
06	Nó_04 ao Nó_05	267,26	0,1885	0,2569	0,2227	50	0,131
07	Nó_05 ao Nó_06	204,63	0,2569	0,3092	0,2830	50	0,157
08	Nó_06 ao Nó_08	298,95	0,3092	0,3856	0,3474	50	0,196
09	P.S* ao Nó_07	108,24	0,0000	0,0277	0,0138	50	0,014
10	Nó_07 ao Nó_08	130,70	0,0277	0,0611	0,0444	50	0,031
11	Nó_08 ao Nó_09	398,80	0,4466	0,5486	0,4976	50	0,279
12	Nó_09 ao Nó_10	16,03	0,5486	0,5527	0,5506	50	0,281
13	Nó_10 ao Nó_11	114,63	0,5527	0,5819	0,5673	50	0,296
14	P.S* ao Nó_11	27,50	0,0000	0,0070	0,0035	50	0,004
15	Nó_11 ao Nó_12	188,64	0,5890	0,6372	0,6131	50	0,325
16	Nó_12 ao Nó_13	155,66	0,6372	0,6770	0,6571	50	0,345
17	Nó_13 ao Nó_14	309,95	0,6770	0,7562	0,7166	50	0,385
18	Nó_14 ao Nó_16	259,30	0,7562	0,8225	0,7893	50	0,419
19	P.S* ao Nó_15	71,12	0,0000	0,0182	0,0091	50	0,009
20	Nó_15 ao Nó_16	100,12	0,0182	0,0438	0,0310	50	0,022
21	Nó_16 ao Nó_17	172,56	0,8662	0,9103	0,8883	50	0,464
22	Nó_17 ao Nó_18	217,46	0,9103	0,9659	0,9381	50	0,492
23	Nó_18 ao RES.	48,26	0,9659	0,9659	0,9659	50	0,492
<b>TOTAL - (m)</b>		<b>3.827,52</b>					
<b>Cota Piezométrica</b>		<b>Perda de carga (m.c.a)</b>	<b>Cota do Terreno (m)</b>		<b>Pressão Dinâmica Disponível (m.c.a)</b>		
<b>Montante</b>	<b>Jusante</b>		<b>Montante</b>	<b>Jusante</b>	<b>Montante</b>	<b>Jusante</b>	

899,34	899,34	0,0003	876,82	882,60	22,524	16,743
899,34	899,34	0,0007	876,94	876,82	22,405	22,524
899,34	899,34	0,0005	876,94	879,54	22,405	19,804
899,42	899,38	0,0361	869,84	876,94	29,577	22,441
899,45	899,42	0,0371	867,44	869,84	32,015	29,578
899,64	899,53	0,1128	870,73	867,44	28,913	32,090
899,80	899,67	0,1347	883,43	870,73	16,370	28,935
900,24	899,95	0,2875	891,36	883,43	8,880	16,523
899,95	899,95	0,0003	884,99	884,56	14,963	15,393
899,96	899,96	0,0028	891,36	884,99	8,598	14,966
901,45	900,70	0,7463	875,60	891,36	25,848	9,342
900,77	900,74	0,0362	876,02	875,60	24,754	25,138
901,29	901,01	0,2735	879,95	876,02	21,335	24,992
901,01	901,01	0,0000	879,95	880,50	21,062	20,512
902,05	901,53	0,5196	887,21	879,95	14,841	21,581
902,51	902,02	0,4875	890,30	887,21	12,206	14,809
904,30	903,16	1,1397	883,08	890,30	21,218	12,858
905,44	904,30	1,1405	891,80	883,08	13,639	21,219
904,30	904,30	0,0001	890,80	889,60	13,499	14,699
904,30	904,30	0,0011	891,80	890,80	12,501	13,500
906,19	905,24	0,9445	896,50	891,80	9,689	13,445
907,88	906,56	1,3169	900,87	896,50	7,008	10,062
907,18	906,87	0,3085	901,00	900,87	6,178	6,000

\*P.S - Ponta Seca

#### 5.4.10 Altura do Reservatório

Após analisar as zonas de pressões e cargas, conclui-se que altura do fundo do reservatório até o solo deverá ser **6,17 m**. Nessas condições, garantimos pressão mínima de 05 a 10 m.c.a no nó mais desfavorável, ou seja, a pressão a montante mais desfavorável.

#### 5.4.11 Material da Rede de Distribuição

Após cálculo da rede de distribuição foi observado que a pressão estática máxima calculada é de 39,74 m.c.a. Sendo assim, o material indicado para construção da rede é o **PVC, PBA JE, CLASSE 12, DN 50 mm e suas conexões**.

## 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 Estiva I e II, serão realizadas 79 ligações prediais com a utilização de Tubos PVC soldáveis ( $\frac{3}{4}$ ) ligado aos kits cavaletes e os 79 medidores de vazão (hidrômetro taquimétrico  $3\text{m}^3/\text{h}$   $\frac{3}{4}$ ). 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 e 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 é 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. A vazão de dimensionamento da instalação elevatória e a vazão de dimensionamento do barrilete e colunas e distribuição são aquelas que deve

## 6 EXECUÇÃO E PROCEDIMENTOS OPERACIONAIS

## 6.1 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 preferencia, 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.

## 6.2 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.

### 6.3 ASSENTAMENTO DA TUBULAÇÃO, EXECUÇÃO DE JUNTAS

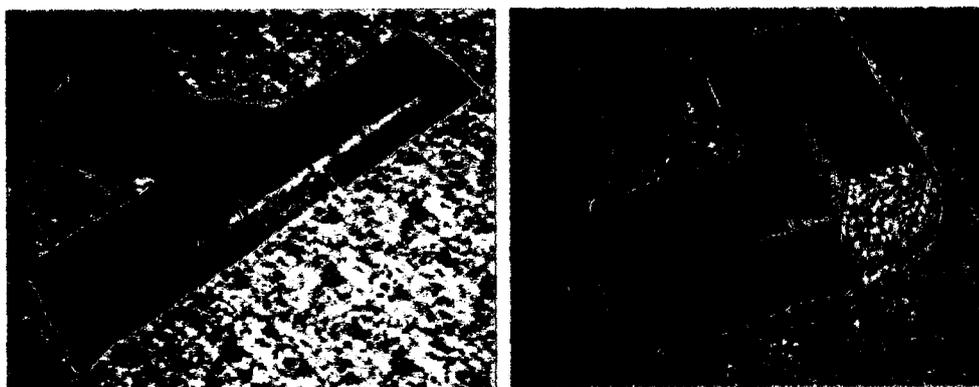
A montagem da tubulação entre dois pontos fixos, como, por exemplo, entre dois TÊS ou cruzetas já instaladas, pode ser feita utilizando-se a flexibilidade natural dos tubos de PVC rígido. Quando as condições são tais que os tubos passam a ser forçada (principalmente os de grandes diâmetros) a flexão,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

### 6.4 SERVIÇOS DE ANCORAGEM E ENVOLVIMENTO DOS TUBOS DOS TUBOS 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, como mostra na figura 01.

**Figura 01 - Ancoragem**



Fonte - Catálogo Infraestrutura água AMANCO

## 6.5 VERIFICAÇÃO DA ESTANQUEIDADE DAS JUNTAS

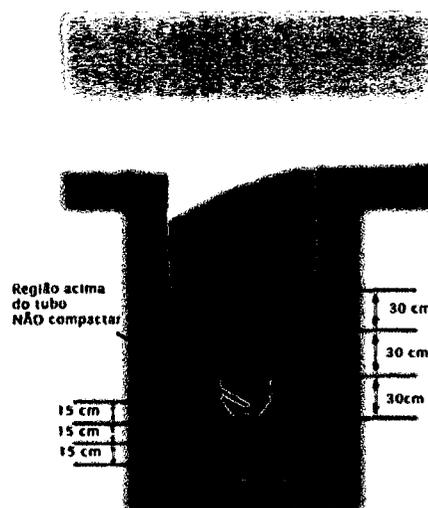
Antes do reaterro da vala, todas as juntas devem ser verificadas quanto a sua estanqueidade. As verificações devem ser feitas de preferência entre derivações e no máximo a cada 500 metros de tubulação.

## 6.6 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 (Figura 02) deve ser lançado em camadas sucessivas e compactado, de tal forma a se obter o mesmo estado do terreno das laterais da vala. Preferencialmente usar colchão de areia lavada na parte inferior ao tubo e imediatamente superior até o nível do solo ou pelo menos nas primeiras camadas.

**Figura 02 – Reaterro das valas**



Fonte - Catalogo Infraestrutura água AMANCO.

*[Assinatura]*

## 6.7 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.

## 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

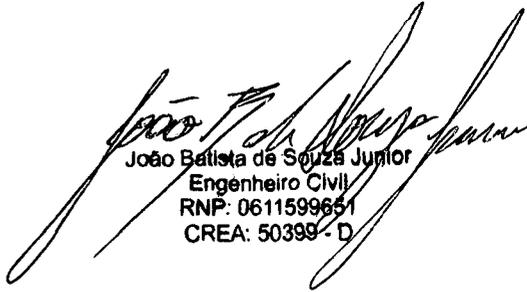
Caso haja alterações nos parâmetros utilizados para cálculo da rede de distribuição e/ou adutora, os mesmos deverão ser informados e os cálculos refeitos.

  
João Batista de Souza Júnior  
Engenheiro Civil  
RNP: 0611599651  
CREA: 50399 - D

## 7 ANEXOS

7.1 ORÇAMENTO RESERVATÓRIO ELEVADO EM ANEIS PRÉ-MOLDADOS C/  
CAPACIDADE DE 20 M³

ORÇAMENTO: CONST. RES. ELEVADO EM ANEIS PRÉ-MOLDADOS - CAP.: 20 M³					
ITEM	SERVIÇOS	UNID.	QUANT.	PREÇO UNITÁRIO	PREÇO PARCIAL
1.0	<b>SERVIÇOS PRELIMINARES</b>				
1.1	Mobilização e frete acima de 50 KM	Km	400	4,5	R\$ 1.800,00
1.2	Instalação de Obra (hospedagem, água, energia)	UN.	1	540	R\$ 540,00
	<b>SUBTOTAL - (I)</b>				<b>R\$ 2.340,00</b>
2.0	<b>MOVIMENTO DE TERRA</b>				
2.1	Escavação manual de valas em terra até 2 m	M³			R\$ -
2.2	<b>SUBTOTAL - (II)</b>				<b>R\$ -</b>
3.0	<b>CONCRETO</b>				
3.1	Fundação em concreto armado FCK=20 mpa	M³	4,6	585	R\$ 2.691,00
3.2	<b>SUBTOTAL - (III)</b>				<b>R\$ 2.691,00</b>
4.0	<b>ANEL e TAMPA</b>				
4.1	Anel de 2,50 mt	UN.	24	815	R\$ 19.560,00
4.2	Fundo de reservatório de 2,50 m	UN.	1	950	R\$ 950,00
4.3	Tampa de 2,50 mt	UN.	2	815	R\$ 1.630,00
	<b>SUBTOTAL - (IV)</b>				<b>R\$ 22.140,00</b>
5.0	<b>ESCADA</b>				
5.1	Escada, guarda corpo padrão	UN.	1	1.565,00	R\$ 1.565,00
5.2	<b>SUBTOTAL - (V)</b>				<b>R\$ 1.565,00</b>
6.0	<b>IMPERMEABILIZAÇÃO</b>				
6.1	Impermeabilização com manta 4 PP 100% Polies-ter	M²	60	65,00	R\$ 3.900,00
6.2	<b>SUBTOTAL - (VI)</b>				<b>R\$ 3.900,00</b>
	<b>TOTAL GERAL ( I+II+III+IV+V+VI)</b>				<b>R\$ 32.636,00</b>

  
 João Batista da Souza Junior  
 Engenheiro Civil  
 RNP: 0611599651  
 CREA: 50399 - D

## 7.2 DETALHAMENTO DE MONTAGEM DO RESERVATÓRIO E MEMÓRIA DE CÁLCULO DA FUNDAÇÃO RASA TIPO SAPATA.

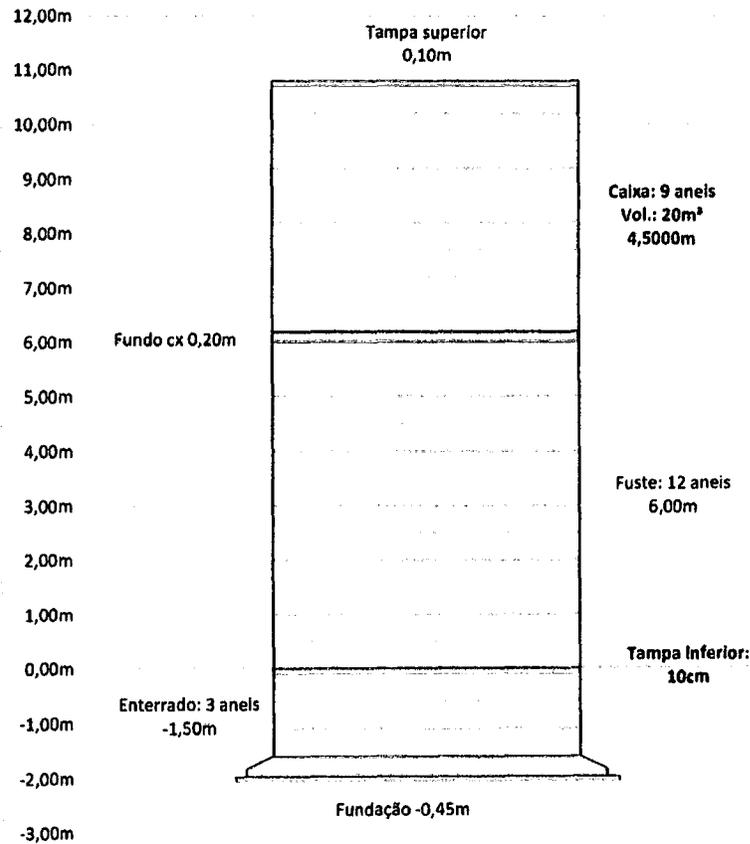
RESERVATÓRIO EM ANEIS PREMOLDADOS DN 2,50m - FUSTE DE 6,00m - CAP.: 20,00m³

CLIENTE: . PM São Benedito  
LOCAL : . São Benedito - CE do Sítio Estiva I e II

DADOS DE MONTAGEM:  
DIÂMETRO ANEL: 2,50m

▲	INTERNO	PAREDE	EXTERNO	ALTURA	CONCRETO	PESO	A. INTER	V. INTER
▼	250cm	10cm	270cm	50cm	0,41m³	1.025,00kg	4,91m²	2,46m³

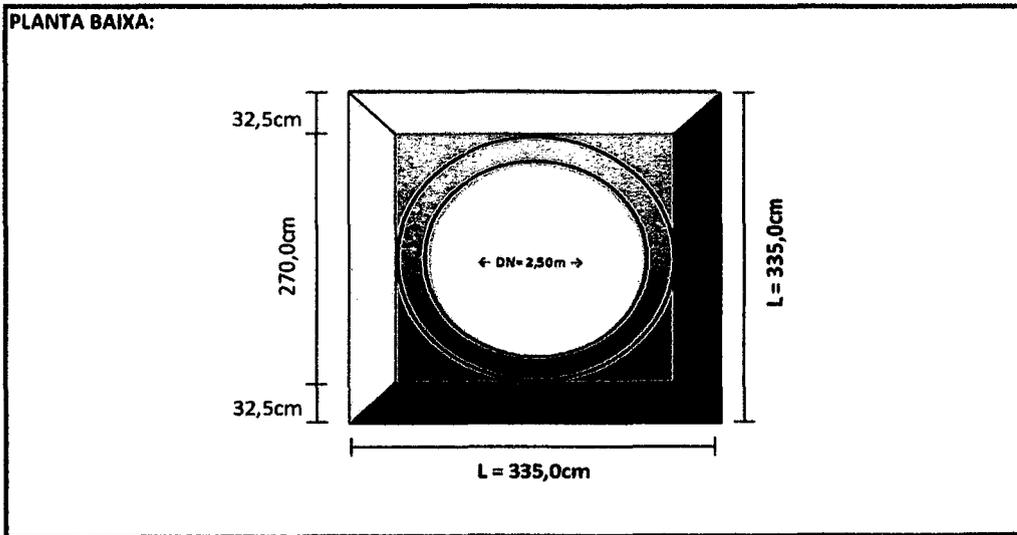
ETAPAS	ALTURA		VOLUMES		PESO	OBSERVAÇÕES
	PEÇAS	ÁGUA	CONCR.	ÁGUA		
Tampa sup	0,10m		0,57m³		1,43ton	(Volume concreto: 5,72m² x 10cm = 0,572m³)
Caixa	4,50m	4,073m	3,69m³	20,00m³	29,23ton	9 aneis (Volume água: 4,91m² x 4,073m = 20m³)
Fundo cx	0,20m		1,14m³		2,86ton	(Volume concreto: 5,72m² x 20cm = 1,144m³)
Fust	6,00m		4,92m³		12,30ton	12 aneis.
Tampa inf.	0,10m		0,57m³		1,43ton	(Volume concreto: 5,72m² x 10cm = 0,572m³)
Enterrado	1,50m		1,23m³		3,08ton	3 aneis.
<b>12,40m</b>			<b>12,13m³</b>	<b>20,00m³</b>	<b>50,33ton</b>	



**DIMENSIONAMENTO SAPATA - DIMENSÕES HORIZONTAL**

DADOS:			
Carga do reservatório	:	P =	50,33tf
Diametro externo do anel	:	DN =	2,70m ou 270,00cm
Tensão admissível do solo	:	$\sigma_s =$	0,482kgf/cm <sup>2</sup> ou 4,82tf/m <sup>2</sup>
Coefficiente de segurança	:	$K_{maj}$	1,05 (Leva em conta peso próprio da sapata -NBR 6122 item 5.6 recomenda)
Lado da sapata	:	L =	?

RESOLUÇÃO:	
$S = \frac{1,05 \times P}{\sigma}$	$L = \sqrt{S}$
$S = \frac{1,05 \times 50,3tf}{4,8tf/m^2} = 10,96m^2$	
$L = \sqrt{10,96m^2} = 3,311m$ (Não é múltiplo de 5cm) Ajustar p/ 3,35m	



DIMENSIONAMENTO SAPATA - DIMENSÕES VERTICAIS

DADOS:

Carga do reservatório	: P = 50,33tf (50.330,00kgf)
Resistencia a compressão do concreto	: fck = 25,00Mpa (250,00kgf/cm²)
Diametro externo do anel	: DN = 2,70m
Lado da base maior	: L = 3,35m
Recobrimento	: 5,0cm
Altura útil	: d ?
Altura: base maior + base menor	: H ?
Altura base menor	: h ?

ALTURA ÚTIL (d):

$$d = 1,44 \cdot \sqrt{\frac{P}{\rho_a}}$$

$$\rho_a = \frac{0,85 \cdot fck}{1,96} = 0,43 fck$$

$$d = 1,44 \cdot \sqrt{\frac{50.330,00kgf}{0,43 \cdot 250,00kgf/cm^2}} = 31,158cm \text{ (Não é múltiplo de 5cm) Ajustar } p/ 35,0cm$$

Conferência:

$$d \geq \frac{L - DN}{4} \quad 35,0cm \geq \frac{335,0cm - 270,0cm}{4} \quad 35,0cm \geq 16,3cm \quad OK$$

Altura: base maior + base menor (H):  $H = d + \text{Recobrimento}$   
 $H = 35,0cm + 5,0cm = 40,0cm \text{ (É múltiplo de 5cm) OK}$

Altura base menor (h):  
 $h = \frac{2}{3} \times 40,0cm = 26,7cm \quad H - h = 13,3cm \text{ (Não é múltiplo de 5cm) Ajustar } p/ 15,0cm$

VOLUME DA BASE:  
 $\frac{(3,35)^2 + (2,70)^2}{2} \times 0,25 = 2,31m^3$   
 $3,35 \times 3,35 \times 0,15 = \frac{1,68m^3}{4,00m^3}$

Volume se toda quadrada  
 Concreto magro :  $3,35m \times 3,35m \times 5,00cm = 0,56m^3 \text{ (10,00Mpa)}$   
 Concreto estrutural :  $3,35m \times 3,35m \times 40,00cm = \frac{4,49m^3}{5,06m^3} \text{ (25,00Mpa)}$

AJUSTAR  
 O  $\alpha$  deve ser  $\leq 30^\circ$

Recobrimento = 5,0cm  
 Concreto magro = 5,0cm

CÁLCULO DA ARMADURA

$$T_x = T_y = \frac{50.330,00kgf (3,35m - 2,70m)}{0,8 \times 0,35m} = 11.683,75kgf \quad A_s x = A_s y = \frac{1,61 \times 11.683,75kgf}{5,000} = 3,76cm^2$$

ESCOLHA O FERRO  $\Rightarrow \phi 8,0mm$

02 Ferros 1,60cm  
 22 Ferros 17,60cm  
 21 Espaços 305,80cm  
 325,00cm

22 Ferros  $\phi 8,0mm$  C/ 14,56cm

João Batista de Souza Junior  
 Engenheiro Civil  
 RNP: 061159965  
 CREA: 50399/D

## 8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS; **NBR 5626**: Instalações prediais de água fria. Rio de Janeiro, 1982. 41 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS; **NBR 12218**: Projeto de Rede de distribuição de água para abastecimento público. Rio de Janeiro, 1994. 4 p.

CREDER, H.; **Instalações Hidráulicas e Sanitárias**. 6. ed. Rio de Janeiro: Ltc, 2012. 423 p.

NETTO, J. M. DE A., et al; **Manual de Hidráulica**. 8. ed. São Paulo: Editora Blucher, 1998. 669 p. Coordenação: Roberto de Araújo, Co-autores: Miguel Fernandez y Fernandez e Aca-cio Ejiti Ito.

OLIVEIRA, C.; **INSTALAÇÕES PREDIAIS DE ÁGUA FRIA – PARTE I**. Disponível em: <<http://docente.ifrn.edu.br/>>. Acesso em: 27 nov. 2015.

PERES, J. G.; **Hidráulica agrícola**. Araras-SP, 1996. Universidade Federal de São Carlos.

SOLUÇÕES AMANCO; **CATÁLOGO DE PRODUTOS DE INFRAESTRUTURA**. Brasil: Amanco, 2014.

  
João Batista de Souza Junior  
Engenheiro Civil  
RNP: 0611599661  
CREA: 50399 - D