

**ADUTORA DE ÁGUA BRUTA**  
**MEMÓRIA DE CÁLCULOS**  
**Adutora 01 - L= 50,00m**

<b>LOCALIDADES ATENDIDAS PELA ADUTORA 01:</b>	
CACIMBAS =	551 FAMILIAS
RAFAEL ARRUDA =	638 FAMILIAS
ALTO FELIZ =	335 FAMILIAS
TOTAL =	1.524 FAMILIAS
MUNICÍPIO:	CARIRÉ - CEARÁ

<b>DADOS DO PROJETO</b>	
NÚMERO DE FAMILIAS ATENDIDAS	1524
NÚMERO DE PESSOAS POR FAMILIA	5
HORIZONTE DO PROJETO - ( N° de anos ) = n	20
TAXA DE CRESCIMENTO ANUAL - ( % )	2,0
CONSUMO DIÁRIO PERCAPTA - ( Litro/Pessoa ) = q	100
COEFICIENTE DE MÁXIMA DEMANDA DIÁRIA = K1	1,2
COEFICIENTE DE MÁXIMA DEMANDA HORÁRIA = K2	1,5
HORAS DE FUNCIONAMENTO DIÁRIO = a	16

**1. DEMANDA HÍDRICA DO PROJETO**

Os parâmetros adotados para dimensionamento do sistema de abastecimento foram:

**1.1 POPULAÇÃO ATUAL DO PROJETO ( Pa )**

$$Pa = N^{\circ} \text{ de famílias} \times N^{\circ} \text{ de pessoas por família}$$

N° de famílias = 1.524

N° de pessoas por família = 5

Pa = 1524 x 5 = 7620 habitantes



## 1.2 POPULAÇÃO PROJETADA ( Pp )

$$P_p = P_a \times T_c$$

$$P_p = 7.620 \times 1,4859 = 11323 \text{ habitantes}$$

### 1.2.1 Taxa de Crescimento Populacional (Tc)

$$T_c = (1 + i)^n$$

1 = constante

i = taxa de crescimento anual de 2,00%

n = horizonte do projeto de 20 anos

$$T_c = (1 + 0,020)^{20}$$

$$T_c = 1,4859$$

## 1.3 VAZÃO DO PROJETO ( Q )

### DEMONSTRATIVO DAS VAZÕES

#### 1.3.1 VAZÃO MÉDIA (Qm)

$$Q_m = \frac{P_p \times q}{a}$$

86.400

Onde:

Pp = população projetada..... 11.323

q = consumo diário percapita (litro/pessoa)..... 100

a = horas de funcionamento diário ..... 16

$$\begin{aligned} Q_m &= 1.132.255,80 \text{ litros/dia} \\ Q_m &= 47.177,33 \text{ litros/hora} \\ Q_m &= 47,17733 \text{ m}^3/\text{h} \\ Q_m &= 13,10481 \text{ litros/segundo} \\ Q_m &= 0,01310 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$



### 1.3.2 VAZÃO MÁXIMA DIÁRIA (Qmd)

$$Q_{md} = \frac{P_p \times q \times K_1}{86.400}$$

Onde:

Pp = população projetada.....	11.323
q = consumo diário percapita (litro/pessoa).....	100
K1 = coeficiente de máxima demanda diária.....	1,2
a = horas de funcionamento diário .....	16

Qmd =	1.358.706,96	litros/dia
Qmd =	56.612,79	litros/hora
Qmd =	56,61279	m³/h
Qmd =	15,72578	litros/segundo
Qmd =	0,01573	m³/s

### 1.3.3 VAZÃO DE ADUÇÃO (Qa)

$$Q_a = \frac{P_p \times q \times K_1}{86.400 \times 24/a}$$

Onde:

Pp = população projetada.....	11.323
q = consumo diário percapita (litro/pessoa).....	100
K1 = coeficiente de máxima demanda diária.....	1,2
a = horas de funcionamento diário .....	16

Qa =	23,58866	litros/segundo
Qa =	84,91919	m³/h
Qa =	0,02359	m³/s

84,92 m³/h

### 1.3.4 VAZÃO DE ADUÇÃO (Qa) COM ACRÉSCIMO DE 5%

A vazão de adução sofrerá um acréscimo de 5% na adutora de água bruta referente ao primeiro trecho, para compensar perdas eventuais durante a lavagem dos filtros.

Qa =	23,58866	litros/segundo	x	1,05	=	24,76810	litros/segundo
Qa =	84,91919	m³/h	x	1,05	=	89,16514	m³/h
Qa =	0,02359	m³/s	x	1,05	=	0,02477	m³/s

Qa + 5% = 89,16514 m³/h → 89,17 m³/h

## 2. RESERVATÓRIO

O volume do reservatório de distribuição é calculado baseado em 1/3 do consumo médio diário máximo da população.



$$V = \frac{1}{3} \times Pa \times Tc \times q \times K_1$$

V = volume do reservatório ( m<sup>3</sup> )

$$V = 452,60 \text{ m}^3$$

Para efeito de cálculo no projeto foi adotado um volume de:

370 m<sup>3</sup>

### 3. CÁLCULO DA ADUTORA DE ÁGUA BRUTA

O diâmetro dos trechos em recalque foram dimensionados pela fórmula de Bresse:

Dado:  $K = 1,20$

$$D = 1,20 \sqrt{Q \text{ (m}^3\text{/s)}}$$

$$D = 0,184 \text{ m}$$

$$D = 184,30 \text{ mm}$$

$$D = 200 \text{ mm}$$

$$D = 0,200 \text{ m}$$

O diâmetro externo adotado será de

200 mm

### 4. CÁLCULO DAS PERDAS DE CARGA DA ADUTORA

Cálculo das perdas de carga longitudinais ( Hf ) - Hazen Willians

Dado: C = Tubulação PVC = 140

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

$$J = 0,0028 \text{ m/m}$$

### 5. PERDAS DE CARGAS POR ATRITO E ACIDENTAIS

Altura de sucção (PC)  
Comprimento da adutora de água bruta ( L )



$$L_{\text{total}} = PC + L$$

$$L_{\text{total}} = 53,00 \text{ m}$$

$$H_f = J \times L$$

$$H_f = 0,15 \text{ m.c.a}$$

$$H_{\text{facid.}} = H_f \times 5\%$$

$$H_{\text{facid.}} = 0,01 \text{ m.c.a}$$

As perdas longitudinais foram calculadas para todo trecho de adução  
um total de: 50,00 metros.

## 6. CÁLCULO DA VELOCIDADE ( v )

$$V = 0,355 \times C \times D^{0,63} \times J^{0,54}$$

$$V = 0,75 \text{ m/s}$$

## 7. GOLPE DE ARIETE

### 7.1. CELERIDADE

DADOS:

C = celeridade da onda ( m/s )

D = diâmetros dos tubos ( mm )

e = espessuras dos tubos ( mm )

K = coeficiente que leva em conta os módulos de elasticidade para tubos

PVC = 18

D = 200

e = 8,9

ESPESSURA TUBO DE PVC RÍGIDO JE DEFoFo				
TIPO	DIÂMETRO (mm)			PRESSÃO MÁXIMA (mca)
	100	150	200	
1 Mpa	4,8	6,8	8,9	100

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + Kx \frac{D}{e}}}$$

$$C = 465,25$$



## 7.2. CALCULO DA SOBREPRESSÃO

$$h_a = \frac{CxV}{g}$$

$$h_a = 35,56 \text{ m}$$

## 7.3. DESNÍVEL GEOMÉTRICO ( hg )

$$H_g = C_{ma} - C_{me}$$

$$H_g = 4,97 \text{ m}$$

$$H_{gT} = H_g + H_r = 4,97 \text{ m}$$

$$C_{ma} = \text{maior cota do perfil} = 107,09$$

$$C_{me} = \text{menor cota do perfil} = 102,12$$

## 7.4. SOBREPRESSÃO MÁXIMA - GOLPE DE ARIETE

$$H_{pmax} = h_a + H_{gT}$$

$$h_{pmax} = 40,53$$

### 7.4.1 CORREÇÃO DA SOBREPRESSÃO SOBRE A CLASSE DE PRESSÃO DOS TUBOS

PN = Pressão Corrigida = 20% da pressão nominal  
 CL = Classe de Pressão do tubo escolhido em m.c.a.

$$\text{Correção da PN} = CL (m.c.a) \times 12\%$$



PN corrigida = 12  
 $P_n = P_{Nc} + h_{pmax}$   
 $P_n = 52,53$

MATERIAL: Tubo PVC DEFoFo JE DI 200 mm CL- 1 Mpa

A classe da tubulação a ser empregada no trecho da adutora será compatível com as pressões de serviço de 10 Kg/cm<sup>2</sup> escolhida em função da pressão de serviço:

CLASSE	PRESSÃO DE SERVIÇO (m.c.a)
12	60
15	75
20	100
1 Mpa	100

### 7.5. CÁLCULO DE PERDAS DE CARGA LOCALIZADAS

RECALQUE 200 mm 0,200 m

Peças	k	D	V	$(K \cdot V)^2 / 2g$
<b>Ligação de pressão</b>				<b>0,043</b>
Ampliação gradual	0,30	200	0,501	0,004
Curva de 90o.	0,40	200	0,501	0,005
Registro gaveta	0,20	200	0,501	0,003
Válvula retenção	2,50	200	0,501	0,032
<b>Barrilete</b>				<b>0,019</b>
Ampliação gradual	0,30	200	0,501	0,004
Registro de gaveta	0,20	200	0,501	0,003
Saída de canalização	1,00	200	0,501	0,013
<b>Total - Hr(hlocalizada)</b>				<b>0,063</b>

### 7.6. ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL REFERENTE A ADUTORA 01

Composição da altura manométrica total (AMT)

Hf = 0,15  
 Prof. Inst. bomba = 3,20  
 hg = 4,97  
 hflocalizada = 0,063  
 hfacidental = 0,01  
 Hf KIT de dosagem = 2,00  
 Hf filtro = 0,00  
 Alt. do Aerador = 7,00

AMT ADS-1 = Hf + ND + hg + hlocalizada + hfacidental + h torre filtro

AMT = 17,39 m.c.a



Onde:

AMT ADS-1 = altura manométrica total do Trecho-1

Hf = perdas de carga por atrito ao longo da adutora

AS = altura de sucção

hg = desnível geométrico do terreno (diferença de nível entre a cota inicial da Adutora-1 e a cota final da Adutora-1)

hflocalizada = perdas de carga localizadas

hfaccidental = perdas de carga acidental (considerado 5% das perdas de carga por atrito ao longo da Adutora-1)

Hf KIT de dosagem = perdas de carga no Kit de dosagem de soluções químicas

Alt. do Aerador = altura do aerador

## 7.7. POTENCIA EXIGIDA NO EIXO DA BOMBA

$$P = \frac{Q(l/s) \times AMT}{75 \times \eta}$$

Onde:

P = potência exigida no eixo da bomba (CV)	8,83
Q = vazão do projeto (l/s).....	24,77
AMT = altura manométrica total (mca) .....	17,39
n = rendimento da bomba (%) .....	65,00
Fator de correção da potência no eixo da bomba =	1,20
Horas de funcionamento (bombeamento) diário.....	16

Potência no eixo bomba =	8,83 C.V.
Potência no motor =	10,60 C.V.
Potência comercial =	10,00 C.V.
Tipo de bomba =	Submersa

Observação 01: O fator de correção acima mencionado, trata-se de uma folga que varia de acordo com a potência do motor (vide tabela abaixo segundo Azevedo Neto).

OPTAMOS POR DUAS BOMBAS ATIVAS EM VEZ DE UMA COMO APRESENTADA ACIMA NO DIMENSIONAMENTO, PORTANTO A VAZÃO DE UMA BOMBA SERÁ A METADE DA BOMBA ACIMA DIMENSIONADA, MANTENDO A MESMA ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL COM A POTÊNCIA DIVIDIDA POR DOIS.

SERÃO INSTALADAS NO POÇO DE CAPTAÇÃO NO LEITO DO RIO TRÊS BOMBAS SUBMERSÍVEIS, DUAS ATIVAS E UMA RESERVA.





VAZÃO DE UMA BOMBA ATIVA =	12,385 l/s	x 2,00 =	24,77 l/s
POT. DE UMA BOMBA ATIVA =	5,30 CV	x 2,00 =	10,60 CV
ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL =	17,39 mca		

A CAPTAÇÃO SERÁ DE 03 BOMBAS SUBMERSÍVEIS, DUAS ATIVAS E UMA RESERVA DURANTE O FUNCIONAMENTO DO SISTEMA SERÁ FEITO RODIZIO EM QUE AS TRÊS BOMBAS FUNCIONEM PARA QUE A BOMBA RESERVA NÃO FIQUE SEM FUNCIONAR PARA EVITAR AVARIAS POR FALTA DE USO, COMO POR EXEMPLO COLAR OS ROTORES DA BOMBA.

**EXEMPLO DO MANEJO COM AS BOMBAS DURANTE O MÊS:**

- DO DIA 01 AO DIA 10 DO MÊS - EM FUNCIONAMENTO BOMBA 01 E BOMBA 02
- DO DIA 11 AO DIA 20 DO MÊS - EM FUNCIONAMENTO BOMBA 01 E BOMBA 03
- DO DIA 21 AO DIA 30 DO MÊS - EM FUNCIONAMENTO BOMBA 02 E BOMBA 03

COM ESTE RODIZIO CADA BOMBA DA CAPTAÇÃO FUNCIONARÁ 20 DIAS DURANTE O MÊS MANTENDO DESTA FORMA A BOMBA RESERVA EM CONDIÇÕES ÓTIMAS DE FUNCIONAMENTO, POIS SEM O RODIZIO CORREMOS O RISCO DE NA HORA QUE FOR NECESSÁRIO A UTILIZAÇÃO DA BOMBA RESERVA ESTA ESTEJA SEM CONDIÇÕES DE FUNCIONAMENTO COM ROTOR COLADO POR FALTA DE USO E/OU OUTRAS AVARIAS POR FALTA DE USO.

POTÊNCIA DO MOTOR	FATOR DE CORREÇÃO
< ou = 2 CV	50 %
2 a 5 CV	30 %
5 a 10 CV	20 %
10 a 20 CV	15 %
> de 20 CV	10 %

**8. BLOCOS DE ANCORAGEM**

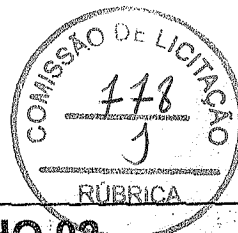
Cálculo do empuxo		E = 2(Sgh) sen(a/2)	
	ESPECIFICAÇÕES	UNIDADE	DADOS
E	Empuxo	kg	Calculado
h	Pressão interna máxima	m	52,53
g	Peso específico do líquido	kg/m <sup>3</sup>	1000
a	Ângulo da curva	radianos	90
D	Diâmetro da tubulação	mm	200
S	Seção da tubulação	m <sup>2</sup>	0,03142



Quadro Demonstrativo		
D	( mm )	200
S	( m <sup>2</sup> )	0,03142
g	( kg/m <sup>3</sup> )	1.000
h	( m )	53
a	( Graus )	90,00
a	( Radianos )	1,571
E	( kg )	2.333,970

Cálculo do Bloco de Ancoragem			
Cálculo da área mínima de contato e volume do bloco de ancoragem	D	mm	200
	a	Graus	90
	E	kg	2.333,970
	A	m <sup>2</sup>	1.166,985
	Volume do bloco	m <sup>3</sup>	0,972
	Quantidade de blocos	Un	2,00
	Volume Total	m <sup>3</sup>	1,945

Valores de s <sub>adm</sub> para diversos tipos de solo	
Taxa admissível no solo na vertical	S ADM kg / cm <sup>2</sup>
Rocha	20
Rocha alterada, mantendo ainda a estrutura original	10
Rocha alterada, necessitando quando muito de picareta para escavação	3
Pedregulho ou areia grossa compactada	4
Argila rígida	4
Argila média	2
Areia grossa de compactidade média	2
Areia fina compacta	2
Areia fofa ou argila mole escavada à pá	1



**ADUTORA DE ÁGUA TRATADA - TRECHO 02**  
**MEMÓRIA DE CÁLCULOS**  
**Adutora 02 - L= 9.173,00m**

<b>LOCALIDADES ATENDIDAS PELA ADUTORA 02:</b>	
CACIMBAS =	551 FAMILIAS
RAFAEL ARRUDA =	638 FAMILIAS
TOTAL =	1.189 FAMILIAS
MUNICÍPIO:	CARIRÉ - CEARÁ

<b>DADOS DO PROJETO</b>	
NÚMERO DE FAMILIAS ATENDIDAS	1189
NÚMERO DE PESSOAS POR FAMILIA	5
HORIZONTE DO PROJETO - ( N° de anos ) = n	20
TAXA DE CRESCIMENTO ANUAL - ( % )	2,0
CONSUMO DIÁRIO PERCAPTA - ( Litro/Pessoa ) = q	100
COEFICIENTE DE MÁXIMA DEMANDA DIÁRIA = K1	1,2
COEFICIENTE DE MÁXIMA DEMANDA HORÁRIA = K2	1,5
HORAS DE FUNCIONAMENTO DIÁRIO = a	16

**1. DEMANDA HÍDRICA DO PROJETO**

Os parâmetros adotados para dimensionamento do sistema de abastecimento foram:

**1.1 POPULAÇÃO ATUAL DO PROJETO ( Pa )**

$Pa = N^{\circ} \text{ de familias} \times N^{\circ} \text{ de pessoas por familia}$
--

N° de familias = 1.189  
N° de pessoas por familia = 5

Pa= 1189 x 5 = 5945 habitantes



## 1.2 POPULAÇÃO PROJETADA ( Pp )

$$Pp = Pa \times Tc$$

$$Pp = 5.945 \times 1,4859 = 8834 \text{ habitantes}$$

### 1.2.1 Taxa de Crescimento Populacional (Tc )

$$Tc = (1 + i)^n$$

1 = constante

i = taxa de crescimento anual de 2,00%

n = horizonte do projeto de 20 anos

$$Tc = (1 + 0,020)^{20}$$

$$Tc = 1,4859$$

## 1.3 VAZÃO DO PROJETO ( Q )

### DEMONSTRATIVO DAS VAZÕES

#### 1.3.1 VAZÃO MÉDIA (Qm)

$$Q_m = \frac{Pp \times q}{86.400}$$

Onde:

Pp = população projetada..... 8.834

q = consumo diário percapita (litro/pessoa)..... 100

a = horas de funcionamento diário ..... 16

$$Q_m = 883.367,55 \text{ litros/dia}$$

$$Q_m = 36.806,98 \text{ litros/hora}$$

$$Q_m = 36,80698 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_m = 10,22416 \text{ litros/segundo}$$

$$Q_m = 0,01022 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### 1.3.2 VAZÃO MÁXIMA DIÁRIA (Qmd)

$$Q_{md} = \frac{Pp \times q \times K1}{86.400}$$

Onde:

Pp = população projetada..... 8.834

q = consumo diário percapita (litro/pessoa)..... 100

K1 = coeficiente de máxima demanda diária..... 1,2

a = horas de funcionamento diário ..... 16



Qmd = 1.060.041,06 litros/dia  
Qmd = 44.168,38 litros/hora  
Qmd = 44,16838 m³/h  
Qmd = 12,26899 litros/segundo  
Qmd = 0,01227 m³/s

### 1.3.3 VAZÃO DE ADUÇÃO (Qa)

$$Qa = \frac{Pp \times q \times K1}{86.400 \times 24/a}$$

Onde:

Pp = população projetada..... 8.834  
q = consumo diário percapita (litro/pessoa).... 100  
K1 = coeficiente de máxima demanda diária.... 1,2  
a = horas de funcionamento diário ..... 16

Qa = 18,40349 litros/segundo  
Qa = 66,25257 m³/h → 66,25 m³/h  
Qa = 0,01840 m³/s

## 2. RESERVATÓRIO

O volume do reservatório de distribuição é calculado baseado em 1/3 do consumo médio diário máximo da população.

$$V = \frac{1}{3} \times Pa \times Tc \times q \times K1$$

Ver o dimensionamento da reservação do projeto na "Adutora 01"

## 3. CÁLCULO DA ADUTORA DE ÁGUA BRUTA

O diâmetro dos trechos em recalque foram dimencionados pela fórmula de Bresse:

Dado:  $K = 1,20$

$$D = 1,20 \sqrt{Q} \text{ (m³/s)}$$



D = 0,163 m  
D = 162,79 mm  
D = 200 mm  
D = 0,200 m

O diâmetro externo adotado será de 200 mm

#### 4. CÁLCULO DAS PERDAS DE CARGA DA ADUTORA

Cálculo das perdas de carga longitudinais (Hf) - Hazen Willians  
Dado: C = Tubulação PVC = 140

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

J = 0,0017 m/m

#### 5. PERDAS DE CARGAS POR ATRITO E ACIDENTAIS

Altura de sucção (PC)

PC = 1,50 m

Comprimento da adutora de água bruta (L)

L = 9173,00 m

$$L_{\text{total}} = PC + L$$

L total = 9.174,50 m

$$H_f = J \times L$$

Hf = 16,05 m.c.a

$$H_{\text{facid.}} = H_f \times 5\%$$

Hfacid. = 0,80 m.c.a

As perdas longitudinais foram calculadas para todo trecho de adução um total de: 9.173,00 metros.

#### 6. CÁLCULO DA VELOCIDADE (v)

$$V = 0,355 \times C \times D^{0,63} \times J^{0,54}$$

$$V = 0,59 \text{ m/s}$$



## 7. GOLPE DE ARIETE

### 7.1. CELERIDADE

DADOS:

C = celeridade da onda ( m/s )

D = diâmetros dos tubos ( mm )

e = espessuras dos tubos ( mm )

K = coeficiente que leva em conta os módulos de elasticidade para tubos

PVC = 18

D = 200

e = 8,9

ESPESSURA TUBO DE PVC RÍGIDO JE DEFOFo				
TIPO	DIÂMETRO (mm)			PRESSÃO MÁXIMA (mca)
	100	150	200	
1 Mpa	4,8	6,8	8,9	100

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + Kx \frac{D}{e}}}$$

$$C = 465,25$$

### 7.2. CALCULO DA SOBREPRESSÃO

$$h_a = \frac{CxV}{g}$$

$$h_a = 27,74 \text{ m}$$

### 7.3. DESNÍVEL GEOMÉTRICO ( hg )

$$H_g = C_m a - C_m e$$

$$H_g = 57,06 \text{ m}$$

$$H_{gT} = H_g + H_r = 57,06 \text{ m}$$

*[Handwritten signature]*

Cma = maior cota do perfil = 164,15  
 Mc = menor cota do perfil = 107,09



#### 7.4. SOBREPRESSÃO MÁXIMA - GOLPE DE ARIETE

$$H_{pmax} = h_a + H_gT$$

hpmax= 84,80

#### 7.4.1 CORREÇÃO DA SOBREPRESSÃO SOBRE A CLASSE DE PRESSÃO DOS TUBOS

PN = Pressão Corrigida = 20% da pressão nominal  
 CL = Classe de Pressão do tubo escolhido em m.c.a

$$\text{Correção da PN} = \text{CL ( m.c.a )} \times 12\%$$

PNcorrigida= 12  
 Pn= Pnc+hpmax  
 Pn= 96,80

MATERIAL: Tubo PVC DEFoFo JE DI 200 mm CL- 1 Mpa

A classe da tubulação a ser empregada no trecho da adutora será compatível com as pressões de serviço de 10 Kg/cm2 escolhida em função da pressão de serviço:

CLASSE	PRESSÃO DE SERVIÇO (m.c.a)
12	60
15	75
20	100
1 Mpa	100

#### 7.5. CÁLCULO DE PERDAS DE CARGA LOCALIZADAS

RECALQUE 200 mm

l 0,200 m

Peças	k	D	V	(K*V)^2/2g
<b>Ligação de pressão</b>				<b>0,026</b>
Ampliação gradual	0,30	200	0,391	0,002
Curva de 90o.	0,40	200	0,391	0,003
Registro gaveta	0,20	200	0,391	0,002
Válvula retenção	2,50	200	0,391	0,019





<b>Barrilete</b>				<b>0,012</b>
Ampliação gradual	0,30	200	0,391	0,002
Registro de gaveta	0,20	200	0,391	0,002
Saída de canalização	1,00	200	0,391	0,008
<b>Total - Hr(hlocalizada)</b>				<b>0,038</b>

## 7.6. ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL REFERENTE AO TRECHO-1

Composição da altura manométrica total (AMT)

Hf =	16,05
AS =	1,50
hg =	57,06
hflocalizada =	0,038
hfaccidental =	0,80
Hf KIT de dosagem =	2,00
Hf filtro =	0,00
Alt. Reserv. Apoiado =	5,50

$$AMT \text{ ADS-2} = Hf + ND + hg + hlocalizada + haccidental + h \text{ reserv. apoiado } 02$$

<b>AMT ADS-2 = 82,95 m.c.a</b>
--------------------------------

Onde:

AMT ADS-2 = altura manométrica total da adutora 02

Hf = perdas de carga por atrito ao longo da adutora

AS = altura de sucção

hg = desnível geométrico do terreno (diferença de nível entre a cota inicial da Adutora-2 e a cota final da Adutora-2)

hflocalizada = perdas de carga localizadas

hfaccidental = perdas de carga acidental (considerado 5% das perdas de carga por atrito ao longo da Adutora-2)

Hf KIT de dosagem = perdas de carga no Kit de dosagem de soluções químicas

hREL = altura do reservatório elevado

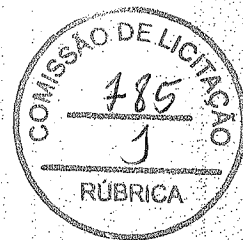
## 7.7. POTENCIA EXIGIDA NO EIXO DA BOMBA

$P = \frac{Q(l/s) \times AMT}{75 \times \eta}$
--

Onde:

P = potência exigida no eixo da bomba (CV) 31,31

Q = vazão do projeto (l/s)..... 12,27



AMT = altura manométrica total (mca) ..... 82,95  
 n = rendimento da bomba (%) ..... 65,00  
 Fator de correção da potência no eixo da bomba = 1,10  
 Horas de funcionamento (bombeamento) diário..... 16

Potência no eixo bomba = 31,31 C.V.  
 Potência no motor = 34,45 C.V.  
 Potência comercial = 40,00 C.V.  
 Tipo de bomba = Centrífuga

Observação 01: O fator de correção acima mencionado, trata-se de uma folga que varia de acordo com a potência do motor (vide tabela abaixo segundo Azevedo Neto).

POTÊNCIA DO MOTOR	FATOR DE CORREÇÃO
< ou = 2 CV	50 %
2 a 5 CV	30 %
5 a 10 CV	20 %
10 a 20 CV	15 %
> de 20 CV	10 %

### 8. BLOCOS DE ANCORAGEM

Cálculo do empuxo		E = 2(Sgh) sen(a/2)	
	ESPECIFICAÇÕES	UNIDADE	DADOS
E	Empuxo	kg	Calculado
h	Pressão interna máxima	m	96,80
g	Peso específico do líquido	kg/m <sup>3</sup>	1000
a	Ângulo da curva	radianos	90
D	Diâmetro da tubulação	mm	200
S	Seção da tubulação	m <sup>2</sup>	0,03142

Quadro Demonstrativo			
D	(mm)		200
S	(m <sup>2</sup> )		0,03142
g	(kg/m <sup>3</sup> )		1.000
h	(m)		97
a	(Graus)		90,00
a	(Radianos)		1,571
E	(kg)		4.300,936



Cálculo do Bloco de Ancoragem			
Cálculo da área mínima de contato e volume do bloco de ancoragem	D	mm	200
	a	Graus	90
	E	kg	4.300,936
	A	m <sup>2</sup>	2.150,468
	Volume do bloco	m <sup>3</sup>	1,792
	Quantidade de blocos	Un	4,00
	Volume Total	m <sup>3</sup>	7,168

**Valores de  $s_{adm}$  para diversos tipos de solo**

Taxa admissível no solo na vertical

$S_{ADM}$  kg / cm<sup>2</sup>

Rocha	20
Rocha alterada, mantendo ainda a estrutura original	10
Rocha alterada, necessitando quando muito de picareta para escavação	3
Pedregulho ou areia grossa compactada	4
Argila rígida	4
Argila média	2
Areia grossa de compactidade média	2
Areia fina compacta	2
Areia fofa ou argila mole escavada à pá	1



**ADUTORA DE ÁGUA TRATADA - TRECHO 03**  
**MEMÓRIA DE CÁLCULOS**  
**Adutora 03 - L= 2.558,00m**

<b>LOCALIDADE ATENDIDA PELA ADUTORA 03:</b>
RAFAEL ARRUDA = 638 FAMILIAS
MUNICÍPIO: CARIRÉ - CEARÁ

DADOS DO PROJETO	
NÚMERO DE FAMILIAS ATENDIDAS	638
NÚMERO DE PESSOAS POR FAMILIA	5
HORIZONTE DO PROJETO - ( N° de anos ) = n	20
TAXA DE CRESCIMENTO ANUAL - ( % )	2,0
CONSUMO DIÁRIO PERCAPTA - ( Litro/Pessoa ) = q	100
COEFICIENTE DE MÁXIMA DEMANDA DIÁRIA = K1	1,2
COEFICIENTE DE MÁXIMA DEMANDA HORÁRIA = K2	1,5
HORAS DE FUNCIONAMENTO DIÁRIO = a	16

**1. DEMANDA HÍDRICA DO PROJETO**

Os parâmetros adotados para dimensionamento do sistema de abastecimento foram:

**1.1 POPULAÇÃO ATUAL DO PROJETO ( Pa )**

$Pa = N^{\circ} \text{ de famílias} \times N^{\circ} \text{ de pessoas por família}$
--

N° de famílias = 638

N° de pessoas por família = 5

Pa= 638 x 5 = 3190 habitantes



## 1.2 POPULAÇÃO PROJETADA ( Pp )

$$P_p = P_a \times T_c$$

$$P_p = 3.190 \times 1,4859 = 4740 \text{ habitantes}$$

### 1.2.1 Taxa de Crescimento Populacional (Tc )

$$T_c = (1 + i)^n$$

1 = constante

i = taxa de crescimento anual de 2,00%

n = horizonte do projeto de 20 anos

$$T_c = (1 + 0,020)^{20}$$
$$T_c = 1,4859$$

## 1.3 VAZÃO DO PROJETO ( Q )

### DEMONSTRATIVO DAS VAZÕES

#### 1.3.1 VAZÃO MÉDIA (Qm)

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

Onde:

Pp = população projetada.....	4.740
q = consumo diário percapita (litro/pessoa).....	100
a = horas de funcionamento diário .....	16

Qm = 474.002,10	litros/dia
Qm = 19.750,09	litros/hora
Qm = 19,75009	m <sup>3</sup> /h
Qm = 5,48614	litros/segundo
Qm = 0,00549	m <sup>3</sup> /s

#### 1.3.2 VAZÃO MÁXIMA DIÁRIA (Qmd)

$$Q_{md} = \frac{P_p \times q \times K_1}{86.400}$$

Onde:

Pp = população projetada.....	4.740
q = consumo diário percapita (litro/pessoa).....	100
K1 = coeficiente de máxima demanda diária....	1,2
a = horas de funcionamento diário .....	16



$Q_{md} = 568.802,52$  litros/dia  
 $Q_{md} = 23.700,11$  litros/hora  
 $Q_{md} = 23,70011$  m<sup>3</sup>/h  
 $Q_{md} = 6,58336$  litros/segundo  
 $Q_{md} = 0,00658$  m<sup>3</sup>/s

### 1.3.3 VAZÃO DE ADUÇÃO (Qa)

$$Q_a = \frac{P_p \times q \times K_1}{86.400 \times 24/a}$$

Onde:

$P_p$  = população projetada..... 4.740  
 $q$  = consumo diário percapita (litro/pessoa)..... 100  
 $K_1$  = coeficiente de máxima demanda diária.... 1,2  
 $a$  = horas de funcionamento diário ..... 16

$Q_a = 9,87504$  litros/segundo  
 $Q_a = 35,55016$  m<sup>3</sup>/h  
 $Q_a = 0,00988$  m<sup>3</sup>/s

35,55 m<sup>3</sup>/h

## 2. RESERVATÓRIO

O volume do reservatório de distribuição é calculado baseado em 1/3 do consumo médio diário máximo da população.

$$V = \frac{1}{3} \times P_a \times T_c \times q \times K_1$$

Ver o dimensionamento da reservação do projeto na "Adutora 01"

## 3. CÁLCULO DA ADUTORA DE ÁGUA BRUTA

O diâmetro dos trechos em recalque foram dimencionados pela fórmula de Bresse:

Dado:  $K = 1,20$

$$D = 1,20 \sqrt{Q} \text{ (m}^3\text{/s)}$$



D = 0,119 m  
D = 119,25 mm  
D = 150 mm  
D = 0,150 m

O diâmetro externo adotado será de **150 mm**

#### 4. CÁLCULO DAS PERDAS DE CARGA DA ADUTORA

Cálculo das perdas de carga longitudinais (Hf) - Hazen Willians  
Dado: C = Tubulação PVC = 140

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

J = 0,0022 m/m

#### 5. PERDAS DE CARGAS POR ATRITO E ACIDENTAIS

Altura de sucção (PC)

PC = 2,00 m

Comprimento da adutora de água bruta (L)

L = 2558,00 m

$$L \text{ total} = PC + L$$

L total = 2.560,00 m

$$H_f = J \times L$$

Hf = 5,74 m.c.a

$$H_{\text{acid.}} = H_f \times 5\%$$

Hacid. = 0,29 m.c.a

As perdas longitudinais foram calculadas para todo trecho de adução um total de: **2.558,00 metros.**

#### 6. CÁLCULO DA VELOCIDADE (v)

$$V = 0,355 \times C \times D^{0,63} \times J^{0,54}$$

$$V = 0,56 \text{ m/s}$$



## 7. GOLPE DE ARIETE

### 7.1. CELERIDADE

DADOS:

C = celeridade da onda ( m/s )

D = diâmetros dos tubos ( mm )

e = espessuras dos tubos ( mm )

K = coeficiente que leva em conta os módulos de elasticidade para tubos

PVC = 18

D = 150

e = 6,8

ESPESSURA TUBO DE PVC RÍGIDO JE DEFOFO				
TIPO	DIÂMETRO (mm)			PRESSÃO MÁXIMA (mca)
	100	150	200	
1 Mpa	4,8	6,8	8,9	100

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + Kx \frac{D}{e}}}$$

$$C = 469,12$$

### 7.2. CALCULO DA SOBREPRESSÃO

$$h_a = \frac{CxV}{g}$$

$$h_a = 26,68 \text{ m}$$

### 7.3. DESNÍVEL GEOMÉTRICO ( hg )

$$H_g = C_m a - C_m e$$

$$H_g = 13,82 \text{ m}$$

$$H_{gT} = H_g + H_r = 13,82 \text{ m}$$



Cma = maior cota do perfil = 177,97  
 Mc = menor cota do perfil = 164,15



#### 7.4. SOBREPRESSÃO MÁXIMA - GOLPE DE ARIETE

$$H_{pmax} = h_a + H_gT$$

$$h_{pmax} = 40,50$$

#### 7.4.1 CORREÇÃO DA SOBREPRESSÃO SOBRE A CLASSE DE PRESSÃO DOS TUBOS

PN = Pressão Corrigida = 20% da pressão nominal  
 CL = Classe de Pressão do tubo escolhido em m.c.a

$$\text{Correção da PN} = \text{CL ( m.c.a )} \times 20\%$$

PNcorrigida = 12  
 $P_n = P_{nc} + h_{pmax}$   
 $P_n = 52,50$

MATERIAL: Tubo PVC DEFoFo JE DI 150 mm CL- 1 Mpa

A classe da tubulação a ser empregada no trecho da adutora será compatível com as pressões de serviço de 10 Kg/cm<sup>2</sup> escolhida em função da pressão de serviço:

CLASSE	PRESSÃO DE SERVIÇO (m.c.a)
12	60
15	75
20	100
1 Mpa	100

#### 7.5. CÁLCULO DE PERDAS DE CARGA LOCALIZADAS

RECALQUE 150 mm

0,150 m

Peças	k	D	V	(K*V) <sup>2</sup> /2g
Ligação de pressão				0,024
Ampliação gradual	0,30	150	0,373	0,002
Curva de 90o.	0,40	150	0,373	0,003
Registro gaveta	0,20	150	0,373	0,001
Válvula retenção	2,50	150	0,373	0,018



<b>Barrilete</b>				<b>0,011</b>
Ampliação gradual	0,30	150	0,373	0,002
Registro de gaveta	0,20	150	0,373	0,001
Saída de canalização	1,00	150	0,373	0,007
<b>Total - Hr(hlocalizada)</b>				<b>0,035</b>

### 7.6. ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL REFERENTE AO TRECHO-1

Composição da altura manométrica total (AMT)

Hf = 5,74  
AS = 2,00  
hg = 13,82  
hflocalizada = 0,035  
hfaccidental = 0,29  
Alt. Reserv Elevado = 18,00

$$AMT \text{ ADS-3} = Hf + ND + hg + hlocalizada + haccidental + hREL$$

<b>AMT ADS-3 = 39,88 m.c.a</b>
--------------------------------

Onde:

AMT ADS-3 = altura manométrica total da Adutora-3

Hf = perdas de carga por atrito ao longo da adutora

AS = altura de sucção

hg = desnível geométrico do terreno (diferença de nível entre a cota inicial da Adutora-3 e a cota final da Adutora-3)

hflocalizada = perdas de carga localizadas

hfaccidental = perdas de carga accidental (considerado 5% das perdas de carga por atrito ao longo da Adutora-3)

hREL = altura do reservatório elevado (existente) de Rafael Arruda

### 7.7. POTENCIA EXIGIDA NO EIXO DA BOMBA

$$P = \frac{Q(l/s) \times AMT}{75 \times \eta}$$

Onde:

P = potência exigida no eixo da bomba (CV) 8,08

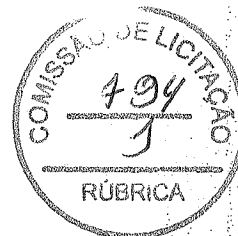
Q = vazão do projeto (l/s)..... 6,58

AMT = altura manométrica total (mca) ..... 39,88

n = rendimento da bomba (%) ..... 65,00

Fator de correção da potência no eixo da bomba = 1,20

Horas de funcionamento (bombeamento) diário..... 16



Potência no eixo bomba =	8,08 C.V.
Potência no motor =	9,69 C.V.
Potência comercial =	10 a 15 C.V.
Tipo de bomba =	Centrífuga

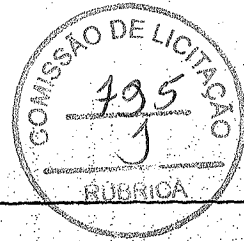
Observação 01: O fator de correção acima mencionado, trata-se de uma folga que varia de acordo com a potência do motor (vide tabela abaixo segundo Azevedo Neto).

POTÊNCIA DO MOTOR	FATOR DE CORREÇÃO
< ou = 2 CV	50 %
2 a 5 CV	30 %
5 a 10 CV	20 %
10 a 20 CV	15 %
> de 20 CV	10 %

## 8. BLOCOS DE ANCORAGEM

Cálculo do empuxo		$E = 2(Sgh) \text{ sen}(a/2)$	
	ESPECIFICAÇÕES	UNIDADE	DADOS
E	Empuxo	kg	Calculado
h	Pressão interna máxima	m	52,50
g	Peso específico do líquido	kg/m <sup>3</sup>	1000
a	Ângulo da curva	radianos	90
D	Diâmetro da tubulação	mm	150
S	Seção da tubulação	m <sup>2</sup>	0,01767

Quadro Demonstrativo		
D	(mm)	150
S	(m <sup>2</sup> )	0,01767
g	(kg/m <sup>3</sup> )	1.000
h	(m)	53
a	(Graus)	90,00
a	(Radianos)	1,571
E	(kg)	1.312,137



Cálculo do Bloco de Ancoragem			
Cálculo da área mínima de contato e volume do bloco de ancoragem	D	mm	150
	a	Graus	90
	E	kg	1.312,137
	A	m <sup>2</sup>	656,068
	Volume do bloco	m <sup>3</sup>	0,547
	Quantidade de blocos	Un	4,00
	Volume Total	m <sup>3</sup>	2,187

Valores de $s_{adm}$ para diversos tipos de solo	
Taxa admissível no solo na vertical	$s_{ADM}$ kg / cm <sup>2</sup>
Rocha	20
Rocha alterada, mantendo ainda a estrutura original	10
Rocha alterada, necessitando quando muito de picareta para escavação	3
Pedregulho ou areia grossa compactada	4
Argila rígida	4
Argila média	2
Areia grossa de compactidade média	2
Areia fina compacta	2
Areia fofa ou argila mole escavada à pá	1



**ADUTORA DE ÁGUA TRATADA - TRECHO 04**  
**MEMÓRIA DE CÁLCULOS**  
**Adutora 04 - L= 4.585,00m**

**LOCALIDADE ATENDIDA PELA ADUTORA 04:**

CACIMBAS = 551 FAMILIAS

MUNICÍPIO: CARIRÉ - CEARÁ

**DADOS DO PROJETO**

NÚMERO DE FAMILIAS ATENDIDAS	551
NÚMERO DE PESSOAS POR FAMILIA	5
HORIZONTE DO PROJETO - ( N° de anos ) = n	20
TAXA DE CRESCIMENTO ANUAL - ( % )	2,0
CONSUMO DIÁRIO PERCAPTA - ( Litro/Pessoa ) = q	100
COEFICIENTE DE MÁXIMA DEMANDA DIÁRIA = K1	1,2
COEFICIENTE DE MÁXIMA DEMANDA HORÁRIA = K2	1,5
HORAS DE FUNCIONAMENTO DIÁRIO = a	16

**1. DEMANDA HÍDRICA DO PROJETO**

Os parâmetros adotados para dimensionamento do sistema de abastecimento foram:

**1.1 POPULAÇÃO ATUAL DO PROJETO ( Pa )**

$Pa = N^{\circ} \text{ de famílias} \times N^{\circ} \text{ de pessoas por família}$

N° de famílias = 551

N° de pessoas por família = 5

$Pa = 551 \times 5 = 2755 \text{ habitantes}$



## 1.2 POPULAÇÃO PROJETADA ( Pp )

$$P_p = P_a \times T_c$$

$$P_p = 2.755 \times 1,4859 = 4094 \text{ habitantes}$$

### 1.2.1 Taxa de Crescimento Populacional (Tc)

$$T_c = (1 + i)^n$$

1 = constante

i = taxa de crescimento anual de 2,00%

n = horizonte do projeto de 20 anos

$$T_c = (1 + 0,020)^{20}$$

$$T_c = 1,4859$$

## 1.3 VAZÃO DO PROJETO ( Q )

### DEMONSTRATIVO DAS VAZÕES

#### 1.3.1 VAZÃO MÉDIA (Qm)

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

Onde:

Pp = população projetada..... 4.094

q = consumo diário percapita (litro/pessoa)..... 100

a = horas de funcionamento diário ..... 16

$$Q_m = 409.365,45 \text{ litros/dia}$$

$$Q_m = 17.056,89 \text{ litros/hora}$$

$$Q_m = 17,05689 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_m = 4,73803 \text{ litros/segundo}$$

$$Q_m = 0,00474 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### 1.3.2 VAZÃO MÁXIMA DIÁRIA (Qmd)

$$Q_{md} = \frac{P_p \times q \times K_1}{86.400}$$

Onde:

Pp = população projetada..... 4.094

q = consumo diário percapita (litro/pessoa)..... 100

K1 = coeficiente de máxima demanda diária..... 1,2

a = horas de funcionamento diário ..... 16



Qmd = 491.238,54 litros/dia  
Qmd = 20.468,27 litros/hora  
Qmd = 20,46827 m³/h  
Qmd = 5,68563 litros/segundo  
Qmd = 0,00569 m³/s

### 1.3.3 VAZÃO DE ADUÇÃO (Qa)

$$Qa = \frac{Pp \times q \times K1}{86.400 \times 24/a}$$

Onde:

Pp = população projetada..... 4.094  
q = consumo diário percapita (litro/pessoa).... 100  
K1 = coeficiente de máxima demanda diária... 1,2  
a = horas de funcionamento diário ..... 16

Qa = 8,52845 litros/segundo  
Qa = 30,70241 m³/h → 30,70 m³/h  
Qa = 0,00853 m³/s

## 2. RESERVATÓRIO

O volume do reservatório de distribuição é calculado baseado em 1/3 do consumo médio diário máximo da população.

$$V = \frac{1}{3} \times Pa \times Tc \times q \times K1$$

Ver o dimensionamento da reservação do projeto na "Adutora 01"

## 3. CÁLCULO DA ADUTORA DE ÁGUA BRUTA

O diâmetro dos trechos em recalque foram dimencionados pela fórmula de Bresse:

Dado:  $K = 1,20$

$$D = 1,20 \sqrt{Q} \text{ (m³/s)}$$



D = 0,111 m  
D = 110,82 mm  
D = 150 mm  
D = 0,150 m

O diâmetro externo adotado será de **150 mm**

#### 4. CÁLCULO DAS PERDAS DE CARGA DA ADUTORA

Cálculo das perdas de carga longitudinais (Hf) - Hazen Willians  
Dado: C = Tubulação PVC = 140

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

$$J = 0,0017 \text{ m/m}$$

#### 5. PERDAS DE CARGAS POR ATRITO E ACIDENTAIS

Altura de sucção (PC)

$$PC = 2,00 \text{ m}$$

Comprimento da adutora de água bruta (L)

$$L = 4585,00 \text{ m}$$

$$L_{\text{total}} = PC + L$$

$$L_{\text{total}} = 4.587,00 \text{ m}$$

$$H_f = J \times L$$

$$H_f = 7,84 \text{ m.c.a}$$

$$H_{\text{facid.}} = H_f \times 5\%$$

$$H_{\text{facid.}} = 0,39 \text{ m.c.a}$$

As perdas longitudinais foram calculadas para todo trecho de adução  
um total de: **4.585,00 metros.**

#### 6. CÁLCULO DA VELOCIDADE (v)

$$V = 0,355 \times C \times D^{0,63} \times J^{0,54}$$

$$V = 0,48 \text{ m/s}$$





## 7. GOLPE DE ARIETE

### 7.1. CELERIDADE

DADOS:

C = celeridade da onda ( m/s )

D = diâmetros dos tubos ( mm )

e = espessuras dos tubos ( mm )

K = coeficiente que leva em conta os módulos de elasticidade para tubos

PVC = 18

D = 150

e = 6,8

TIPO	ESPESSURA TUBO DE PVC RÍGIDO JE DEFoFo			PRESSÃO MÁXIMA (mca)
	DIÂMETRO (mm)			
	100	150	200	
1 Mpa	4,8	6,8	8,9	100

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + Kx \frac{D}{e}}}$$

$$C = 469,12$$

### 7.2. CALCULO DA SOBREPRESSÃO

$$ha = \frac{CxV}{g}$$

$$ha = 23,04 \text{ m}$$

### 7.3. DESNÍVEL GEOMÉTRICO ( hg )

$$Hg = Cma - Cme$$

$$Hg = 19,05 \text{ m}$$

$$HgT = Hg + Hr = 19,05 \text{ m}$$

Cma = maior cota do perfil = 183,20  
 Mc = menor cota do perfil = 164,15



#### 7.4. SOBREPRESSÃO MÁXIMA - GOLPE DE ARIETE

$$H_{pmax} = h_a + H_gT$$

$$h_{pmax} = 42,09$$

#### 7.4.1 CORREÇÃO DA SOBREPRESSÃO SOBRE A CLASSE DE PRESSÃO DOS TUBOS

PN = Pressão Corrigida = 20% da pressão nominal  
 CL = Classe de Pressão do tubo escolhido em m.c.a

$$\text{Correção da PN} = CL (m.c.a) \times 20\%$$

$$PN_{corrigida} = 12$$

$$P_n = PN_c + h_{pmax}$$

$$P_n = 54,09$$

MATERIAL: Tubo PVC PBA JE DN 150 mm CL- 1 Mpa

A classe da tubulação a ser empregada no trecho da adutora será compatível com as pressões de serviço de 10 Kg/cm<sup>2</sup> escolhida em função da pressão de serviço:

CLASSE	PRESSÃO DE SERVIÇO (m.c.a)
12	60
15	75
20	100
1 Mpa	100

#### 7.5. CÁLCULO DE PERDAS DE CARGA LOCALIZADAS

RECALQUE 150 mm

0,150 m

Peças	k	D	V	(K*V) <sup>2</sup> /2g
Ligação de pressão				0,018
Ampliação gradual	0,30	150	0,322	0,002
Curva de 90o.	0,40	150	0,322	0,002
Registro gaveta	0,20	150	0,322	0,001
Válvula retenção	2,50	150	0,322	0,013



<b>Barrilete</b>				<b>0,008</b>
Ampliação gradual	0,30	150	0,322	0,002
Registro de gaveta	0,20	150	0,322	0,001
Saída de canalização	1,00	150	0,322	0,005
<b>Total - Hr(hlocalizada)</b>				<b>0,026</b>

## 7.6. ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL REFERENTE AO TRECHO-1

Composição da altura manométrica total (AMT)

Hf =	7,84
AS =	2,00
hg =	19,05
hlocalizada =	0,026
hfacidental =	0,39
Alt. Reserv Elevado =	18,00

$$AMT \text{ ADS-4} = Hf + ND + hg + hlocalizada + hfacidental + h \text{ torre filtro}$$

<b>AMT ADS-4 = 47,31 m.c.a</b>
--------------------------------

Onde:

AMT ADS-4 = altura manométrica total da Adutora-4

Hf = perdas de carga por atrito ao longo da adutora

AS = altura de sucção

hg = desnível geométrico do terreno (diferença de nível entre a cota inicial da Adutora-4 e a cota final da Adutora-4)

hlocalizada = perdas de carga localizadas

hfacidental = perdas de carga acidental (considerado 5% das perdas de carga por atrito ao longo da Adutora-4)

hREL = altura do reservatório elevado (existente) de Cacimbas

## 7.7. POTENCIA EXIGIDA NO EIXO DA BOMBA

$P = \frac{Q(l/s) \times AMT}{75 \times \eta}$
--

Onde:

P = potência exigida no eixo da bomba (CV)	8,28
Q = vazão do projeto (l/s).....	5,69
AMT = altura manométrica total (mca) .....	47,31
n = rendimento da bomba (%) .....	65,00
Fator de correção da potência no eixo da bomba =	1,20
Horas de funcionamento (bombeamento) diário.....	16



Potência no eixo bomba =	8,28 C.V.
Potência no motor =	9,93 C.V.
Potência comercial =	10 A 15 C.V.
Tipo de bomba =	Centrífuga

Observação 01: O fator de correção acima mencionado, trata-se de uma folga que varia de acordo com a potência do motor (vide tabela abaixo segundo Azevedo Neto).

POTÊNCIA DO MOTOR	FATOR DE CORREÇÃO
< ou = 2 CV	50 %
2 a 5 CV	30 %
5 a 10 CV	20 %
10 a 20 CV	15 %
> de 20 CV	10 %

## 8. BLOCOS DE ANCORAGEM

Cálculo do empuxo		$E = 2(Sgh) \text{ sen}(a/2)$	
	ESPECIFICAÇÕES	UNIDADE	DADOS
E	Empuxo	kg	Calculado
h	Pressão interna máxima	m	54,09
g	Peso específico do líquido	kg/m <sup>3</sup>	1000
a	Ângulo da curva	radianos	90
D	Diâmetro da tubulação	mm	150
S	Seção da tubulação	m <sup>2</sup>	0,01767

Quadro Demonstrativo		
D	( mm )	150
S	( m <sup>2</sup> )	0,01767
g	( kg/m <sup>3</sup> )	1.000
h	( m )	54
a	( Graus )	90,00
a	( Radianos )	1,571
E	( kg )	1.351,899



Cálculo do Bloco de Ancoragem			
Cálculo da área mínima de contato e volume do bloco de ancoragem	<i>D</i>	<i>mm</i>	150
	<i>a</i>	<i>Graus</i>	90
	<i>E</i>	<i>kg</i>	1.351,899
	<i>A</i>	<i>m<sup>2</sup></i>	675,949
	<i>Volume do bloco</i>	<i>m<sup>3</sup></i>	0,563
	<i>Quantidade de blocos</i>	<i>Un</i>	6,00
	<i>Volume Total</i>	<i>m<sup>3</sup></i>	3,380

Valores de $s_{adm}$ para diversos tipos de solo	
Taxa admissível no solo na vertical	$S_{ADM}$ kg / cm <sup>2</sup>
Rocha	20
Rocha alterada, mantendo ainda a estrutura original	10
Rocha alterada, necessitando quando muito de picareta para escavação	3
Pedregulho ou areia grossa compactada	4
Argila rígida	4
Argila média	2
Areia grossa de compactidade média	2
Areia fina compacta	2
Areia fofa ou argila mole escavada à pá	1



**ADUTORA DE ÁGUA TRATADA - TRECHO 05**  
**MEMÓRIA DE CÁLCULOS**  
**Adutora 05 - L= 7.744,00m**

**LOCALIDADE ATENDIDA PELA ADUTORA 05:**

ALTO FELIZ = 335 FAMILIAS

MUNICÍPIO: CARIRÉ - CEARÁ

**DADOS DO PROJETO**

NÚMERO DE FAMILIAS ATENDIDAS	335
NÚMERO DE PESSOAS POR FAMILIA	5
HORIZONTE DO PROJETO - ( N° de anos ) = n	20
TAXA DE CRESCIMENTO ANUAL - ( % )	2,0
CONSUMO DIÁRIO PERCAPTA - ( Litro/Pessoa ) = q	100
COEFICIENTE DE MÁXIMA DEMANDA DIÁRIA = K1	1,2
COEFICIENTE DE MÁXIMA DEMANDA HORÁRIA = K2	1,5
HORAS DE FUNCIONAMENTO DIÁRIO = a	16

**1. DEMANDA HÍDRICA DO PROJETO**

Os parâmetros adotados para dimensionamento do sistema de abastecimento foram:

**1.1 POPULAÇÃO ATUAL DO PROJETO ( Pa )**

$Pa = N^{\circ} \text{ de famílias} \times N^{\circ} \text{ de pessoas por família}$

N° de famílias = 335

N° de pessoas por família = 5

$Pa = 335 \times 5 = 1675 \text{ habitantes}$



## 1.2 POPULAÇÃO PROJETADA ( Pp )

$$Pp = Pa \times Tc$$

$$Pp = 1.675 \times 1,4859 = 2489 \text{ habitantes}$$

### 1.2.1 Taxa de Crescimento Populacional (Tc )

$$Tc = (1 + i)^n$$

1 = constante

i = taxa de crescimento anual de 2,00%

n = horizonte do projeto de 20 anos

$$Tc = (1 + 0,020)^{20}$$

$$Tc = 1,4859$$

## 1.3 VAZÃO DO PROJETO ( Q )

### DEMONSTRATIVO DAS VAZÕES

#### 1.3.1 VAZÃO MÉDIA (Qm)

$$Q_m = \frac{Pp \times q}{a}$$
$$86.400$$

Onde:

Pp = população projetada..... 2.489

q = consumo diário percapita (litro/pessoa)..... 100

a = horas de funcionamento diário..... 16

$$Q_m = 248.888,25 \text{ litros/dia}$$

$$Q_m = 10.370,34 \text{ litros/hora}$$

$$Q_m = 10,37034 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_m = 2,88065 \text{ litros/segundo}$$

$$Q_m = 0,00288 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### 1.3.2 VAZÃO MÁXIMA DIÁRIA (Qmd)

$$Q_{md} = \frac{Pp \times q \times K1}{a}$$
$$86.400$$

Onde:

Pp = população projetada..... 2.489

q = consumo diário percapita (litro/pessoa)..... 100

K1 = coeficiente de máxima demanda diária.... 1,2

a = horas de funcionamento diário..... 16



Qmd = 298.665,90 litros/dia  
Qmd = 12.444,41 litros/hora  
Qmd = 12,44441 m³/h  
Qmd = 3,45678 litros/segundo  
Qmd = 0,00346 m³/s

### 1.3.3 VAZÃO DE ADUÇÃO (Qa)

$$Q_a = \frac{P_p \times q \times K_1}{86.400 \times 24/a}$$

Onde:

Pp = população projetada..... 2.489  
q = consumo diário percapita (litro/pessoa).... 100  
K1 = coeficiente de máxima demanda diária.... 1,2  
a = horas de funcionamento diário ..... 16

Qa = 5,18517 litros/segundo  
Qa = 18,66662 m³/h  
Qa = 0,00519 m³/s

18,67 m³/h

## 2. RESERVATÓRIO

O volume do reservatório de distribuição é calculado baseado em 1/3 do consumo médio diário máximo da população.

$$V = \frac{1}{3} \times P_a \times T_c \times q \times K_1$$

Ver o dimensionamento da reservação do projeto na "Adutora 01"

## 3. CÁLCULO DA ADUTORA DE ÁGUA BRUTA

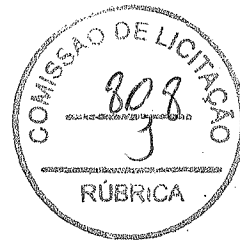
O diâmetro dos trechos em recalque foram dimencionados pela fórmula de Bresse:

Dado:  $K = 1,20$

$$D = 1,20 \sqrt{Q \text{ (m}^3\text{/s)}}$$



D = 0,086 m  
D = 86,41 mm  
D = 100 mm  
D = 0,100 m



O diâmetro externo adotado será de 100 mm

#### 4. CÁLCULO DAS PERDAS DE CARGA DA ADUTORA

Cálculo das perdas de carga longitudinais (Hf) - Hazen Willians

Dado: C = Tubulação PVC = 140

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

J = 0,0049 m/m

#### 5. PERDAS DE CARGAS POR ATRITO E ACIDENTAIS

Altura de sucção (PC)

PC = 2,00 m

Comprimento da adutora de água bruta (L)

L = 7744,00 m

$$L_{\text{total}} = PC + L$$

L total = 7.746,00 m

$$H_f = J \times L$$

Hf = 37,94 m.c.a

$$H_{\text{facid.}} = H_f \times 5\%$$

Hfacid. : 1,90 m.c.a

As perdas longitudinais foram calculadas para todo trecho de adução um total de: 7.744,00 metros.

#### 6. CÁLCULO DA VELOCIDADE (v)

$$V = 0,355 \times C \times D^{0,63} \times J^{0,54}$$

$$V = 0,66 \text{ m/s}$$



## 7. GOLPE DE ARIETE

### 7.1. CELERIDADE

DADOS:

C = celeridade da onda ( m/s )

D = diâmetros dos tubos ( mm )

e = espessuras dos tubos ( mm )

K = coeficiente que leva em conta os módulos de elasticidade para tubos

PVC = 18

D = 100

e = 7,8

ESPESSURA TUBO DE PVC RÍGIDO JE PBA				
TIPO	DIÂMETRO (mm)			PRESSÃO MÁXIMA (mca)
	50	75	100	
C-12	2,7	3,9	5,0	60
C-15	3,3	4,7	6,1	75
C-20	4,3	6,1	7,8	100

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + Kx \frac{D}{e}}}$$

$$C = 592,62$$

### 7.2. CALCULO DA SOBREPRESSÃO

$$h_a = \frac{CxV}{g}$$

$$h_a = 39,82 \text{ m}$$

### 7.3. DESNÍVEL GEOMÉTRICO ( hg )

$$H_g = C_m a - C_m e$$

$$H_g = 35,91 \text{ m}$$



$$HgT = Hg + Hr = 35,91 \text{ m}$$

Cma = maior cota do perfil = 143,00

Mc = menor cota do perfil = 107,09

#### 7.4. SOBREPRESSÃO MÁXIMA - GOLPE DE ARIETE

$$H_{pmax} = h_a + H_{gT}$$

$$h_{pmax} = 75,73$$

#### 7.4.1 CORREÇÃO DA SOBREPRESSÃO SOBRE A CLASSE DE PRESSÃO DOS TUBOS

PN = Pressão Corrigida = 20% da pressão nominal

CL = Classe de Pressão do tubo escolhido em m.c.a

$$\text{Correção da PN} = CL (\text{m.c.a}) \times 20\%$$

PN corrigida = 12

Pn =  $h_{pmax}$

Pn = 87,73

MATERIAL: Tubo PVC PBA JE DN 100 mm CL- 20

A classe da tubulação a ser empregada no trecho da adutora será compatível com as pressões de serviço de 10 Kg/cm<sup>2</sup> escolhida em função da pressão de serviço:

CLASSE	PRESSÃO DE SERVIÇO (m.c.a)
12	60
15	75
20	100

#### 7.5. CÁLCULO DE PERDAS DE CARGA LOCALIZADAS

RECALQUE 100 mm

0,100 m

Peças	k	D	V	(K*V) <sup>2</sup> /2g
Ligação de pressão				0,034
Ampliação gradual	0,30	100	0,440	0,003
Curva de 90o.	0,40	100	0,440	0,004
Registro gaveta	0,20	100	0,440	0,002
Válvula retenção	2,50	100	0,440	0,025



<b>Barrilete</b>				<b>0,015</b>
Ampliação gradual	0,30	100	0,440	0,003
Registro de gaveta	0,20	100	0,440	0,002
Saída de canalização	1,00	100	0,440	0,010
<b>Total - Hr(hlocalizada)</b>				<b>0,048</b>

## 7.6. ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL REFERENTE AO TRECHO-1

Composição da altura manométrica total (AMT)

Hf =	37,94
AS =	1,50
hg =	35,91
hflocalizada =	0,048
hfaccidental =	1,90
Hf KIT de dosagem =	2,00
Hf filtro =	0,00
Alt. Reserv. Elevado =	17,00

$$AMT T-1 = Hf + ND + hg + hflocalizada + hfaccidental + h torre filtro$$

<b>AMT ADS-5 = 96,30 m.c.a</b>
--------------------------------

Onde:

AMT ADS-5 = altura manométrica total da Adutora-5

Hf = perdas de carga por atrito ao longo da adutora

AS = altura de sucção

hg = desnível geométrico do terreno (diferença de nível entre a cota inicial da Adutora-5 e a cota final da Adutora-5)

hflocalizada = perdas de carga localizadas

hfaccidental = perdas de carga acidental (considerado 5% das perdas de carga por atrito ao longo da Adutora-5)

hREL = altura do reservatório elevado existente de Alto Feliz

## 7.7. POTENCIA EXIGIDA NO EIXO DA BOMBA

$$P = \frac{Q(l/s) \times AMT}{75 \times \eta}$$

Onde:

P = potência exigida no eixo da bomba (CV) 10,24

Q = vazão do projeto (l/s)..... 3,46

AMT = altura manométrica total (mca) ..... 96,30

n = rendimento da bomba (%) ..... 65,00

Fator de correção da potência no eixo da bomba = 1,20

Horas de funcionamento (bombeamento) diário..... 16



Potência no eixo bomba =	10,24 C.V.
Potência no motor =	12,29 C.V.
Potência comercial =	15,00 C.V.
Tipo de bomba =	Centrífuga

Observação 01: O fator de correção acima mencionado, trata-se de uma folga que varia de acordo com a potência do motor (vide tabela abaixo segundo Azevedo Neto).

POTÊNCIA DO MOTOR	FATOR DE CORREÇÃO
< ou = 2 CV	50 %
2 a 5 CV	30 %
5 a 10 CV	20 %
10 a 20 CV	15 %
> de 20 CV	10 %

## 8. BLOCOS DE ANCORAGEM

Cálculo do empuxo		$E = 2(Sgh) \text{ sen}(a/2)$	
	ESPECIFICAÇÕES	UNIDADE	DADOS
E	Empuxo	kg	Calculado
h	Pressão interna máxima	m	87,73
g	Peso específico do líquido	kg/m <sup>3</sup>	1000
a	Ângulo da curva	radianos	90
D	Diâmetro da tubulação	mm	100
S	Seção da tubulação	m <sup>2</sup>	0,00785

Quadro Demonstrativo			
D	( mm )		100
S	( m <sup>2</sup> )		0,00785
g	( kg/m <sup>3</sup> )		1.000
h	( m )		88
a	( Graus )		90,00
a	( Radianos )		1,571
E	( kg )		974,432



### Cálculo do Bloco de Ancoragem

Cálculo da área mínima de contato e volume do bloco de ancoragem	<i>D</i>	<i>mm</i>	100
	<i>a</i>	<i>Graus</i>	90
	<i>E</i>	<i>kg</i>	974,432
	<i>A</i>	<i>m<sup>2</sup></i>	487,216
	<i>Volume do bloco</i>	<i>m<sup>3</sup></i>	0,406
	<i>Quantidade de blocos</i>	<i>Un</i>	12,00
	<i>Volume Total</i>	<i>m<sup>3</sup></i>	4,872

### Valores de $s_{adm}$ para diversos tipos de solo

Taxa admissível no solo na vertical	$s_{ADM}$ kg / cm <sup>2</sup>
Rocha	20
Rocha alterada, mantendo ainda a estrutura original	10
Rocha alterada, necessitando quando muito de picareta para escavação	3
Pedregulho ou areia grossa compactada	4
Argila rígida	4
Argila média	2
Areia grossa de compacidade média	2
Areia fina compacta	2
Areia fofa ou argila mole escavada à pá	1