



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

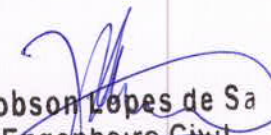
Cálculo do empuxo		E = 2(Sgh) sen(a/2)	
	ESPECIFICAÇÕES	UNIDADE	DADOS
E	Empuxo	kg	Calculado
h	Pressão interna máxima	m	55,89
g	Peso específico do líquido	kg/m ³	1000
a	Ângulo da curva	radianos	90
D	Diâmetro da tubulação	mm	50
S	Seção da tubulação	m ²	0,00196

Quadro Demonstrativo		
D	(mm)	50
S	(m ²)	0,00196
g	(kg/m ³)	1.000
h	(m)	56
a	(Graus)	90,00
a	(Radianos)	1,571
E	(kg)	155,190

Cálculo do Bloco de Ancoragem			
Cálculo da área mínima de contato e volume do bloco de ancoragem	D	mm	50
	a	Graus	90
	E	kg	155,190
	A	m ²	77,595
	Volume do bloco	m ³	0,065
	Quantidade de blocos	Un	1,00
	Volume Total	m ³	0,065



Valores de s_{adm} para diversos tipos de solo	
Taxa admissível no solo na vertical	S_{ADM} kg / cm ²
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 compactação média	2
Areia fina compacta	2
Areia fofa ou argila mole escavada à pá	1


Robson Lopes de Sa
Engenheiro Civil
RNP: 0611026775



7.1.3 DIMENSIONAMENTO DA ADUTORA DO POÇO 03

[Handwritten mark]

[Handwritten mark]

[Handwritten mark]

[Handwritten signature]



DIMENSIONAMENTO DA REDE DE ADUÇÃO
MEMÓRIA DE CÁLCULOS
ADUTORA DO POÇO 03 AO RESERVATÓRIO APOIADO

LOCALIDADE: CHAPADINHA
MUNICÍPIO: JIJOCA DE JERICOACOARA - CE

DADOS DO PROJETO	
NÚMERO DE FAMILIAS ATENDIDAS	423
NÚMERO DE PESSOAS POR FAMILIA	5
HORIZONTE DO PROJETO - (Nº 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)

$$Pa = \text{Nº de familias} \times \text{Nº de pessoas por familia}$$

Nº de familias = 423

Nº de pessoas por familia = 5

$$Pa = 423 \times 5 = 2115 \text{ habitantes}$$



1.2 POPULAÇÃO PROJETADA (Pp)

$$Pp = Pa \times Tc$$

$$Pp = 2.115 \times 1,4859 = 3143 \text{ habitantes}$$

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.....	3.143
q = consumo diário percapita (litro/pessoa).....	100
a = horas de funcionamento diário	16

Q _m =	314.267,85	litros/dia
Q _m =	13.094,49	litros/hora
Q _m =	13,09449	m ³ /h
Q _m =	3,63736	litros/segundo
Q _m =	0,00364	m ³ /s

1.3.2 VAZÃO MÁXIMA DIÁRIA (Qmd)

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

Onde:

Pp = população projetada.....	3.143
q = consumo diário percapita (litro/pessoa).....	100
K1 = coeficiente de máxima demanda diária.....	1,2
a = horas de funcionamento diário	16

(Handwritten signature and scribbles)

(Handwritten signature)



Qmd = 377.121,42 litros/dia
 Qmd = 15.713,39 litros/hora
 Qmd = 15,71339 m³/h
 Qmd = 4,36483 litros/segundo
 Qmd = 0,00436 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..... 3.143
 q = consumo diário percapita (litro/pessoa)..... 100
 K1 = coeficiente de máxima demanda diária..... 1,2
 a = horas de funcionamento diário 16

Qa = 6,54725 litros/segundo
 Qa = 23,57009 m³/h → **23,57 m³/h** vazão para dois poços
 Qa = 0,00655 m³/s

Será utilizado 05 (cinco) poços profundos, cada poço com sua adutora independente bombeando a água para um reservatório apoiado de reunião e deste bombeada para o reservatório elevado. Diante do exposto a vazão de projeto de 23,57 m³/h foi dividido em cinco passará a ser uma vazão de 4,71 m³/h para cada poço e conseqüentemente para cada adutora.

Qa = 1,30945 litros/segundo
 Qa = 4,71402 m³/h → **4,71 m³/h** vazão para um poço
 Qa = 0,00131 m³/s

2. RESERVATÓRIO

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

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

V = volume do reservatório (m³)

V= 125,62 m³

Para efeito de cálculo no projeto foi adotado um volume de: **150 m³**



Dados do Reservatório Elevado - REL:

Tipo: Elevado

Volume: Volume bruto **45,00 m³**

Volume útil: **42,90 m³**

Formato: **cilindrico**

Fuste: **10,50 m**

Altura: **17,00 m**

Diâmetro **3,00 m**

Dados do Reservatório Apoiado RAP:

Tipo: Apoiado

Volume: Volume bruto **52,50 m³ x 2,00 = 105,00 m³**

Volume útil: **50,40 m³ x 2,00 = 100,80 m³**

Formato: **cilindrico**

Altura: **7,50 m**

Diâmetro **3,00 m**

Volume bruto de reservação: **150,00 m³**

Volume útil de reservação: **143,70 m³**

3. CÁLCULO DA ADUTORA DE ÁGUA BRUTA DO POÇO 03

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

Dado: K = 1,20

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

$$D = 0,043 \text{ m}$$

$$D = 43,42 \text{ mm}$$

$$D = 50 \text{ mm}$$

$$D = 0,050 \text{ m}$$

O diâmetro comercial adotado será de **50 mm**

4. CÁLCULO DAS PERDAS DE CARGA DA ADUTORA DO POÇO 03

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 = 0,0112 m/m

5. PERDAS DE CARGAS POR ATRITO E ACIDENTAIS

Profundidade de colocação da bomba (PC)
 Comprimento da adutora de água bruta (L)

PC = 52,00 m
 L = 666,00 m

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

L total = 718,00 m

$$H_f = J \times L$$

H_f = 8,04 m.c.a

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

H_{f acid.} = 0,40 m.c.a

As perdas longitudinais foram calculadas para todo trecho de adução um total de: **666,00 metros.**

6. CÁLCULO DA VELOCIDADE (v)

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

V = 0,67 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 = 50

e = 2,7



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= 506,77

7.2. CALCULO DA SOBREPRESSÃO

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

h_a = 34,39 m

7.3. DESNÍVEL GEOMÉTRICO (h_g)

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

$$H_g = 3,10 \text{ m}$$

$$H_{gT} = H_g + H_r = 10,60 \text{ m}$$

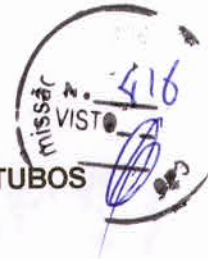
C_{ma} = maior cota do perfil = 21,00
 C_{me} = menor cota do perfil = 17,90
 H_r = altura do reservatório = 7,50

7.4. SOBREPRESSÃO MÁXIMA - GOLPE DE ARIETE

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

h_{pmax} = 44,99

[Handwritten marks and signatures on the right margin]



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

Correção da PN = CL (m.c.a) x 20%

PNcorrigida= 12
Pn= hpmax
Pn= 56,99

MATERIAL: Tubo PVC PBA JE DN 50 mm CL- 12

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

7.5. CÁLCULO DE PERDAS DE CARGA LOCALIZADAS

RECALQUE 50 mm 0,050 m

Peças	k	D	V	(K*V)^2/2g
Ligação de pressão				0,857
Ampliação gradual	0,30	50	2,224	0,076
Curva de 90o.	0,40	50	2,224	0,101
Registro gaveta	0,20	50	2,224	0,050
Válvula retenção	2,50	50	2,224	0,630
Barrilete				0,378
Ampliação gradual	0,30	50	2,224	0,076
Registro de gaveta	0,20	50	2,224	0,050
Saída de canalização	1,00	50	2,224	0,252
Total - Hr(hlocalizada)				1,235

7.6. ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL

Composição da alturamanométrica total(AMT)

Hf = 8,04
ND = 38,00
hg = 3,10
hflocalizada = 1,235
hfacidental = 0,40
Hf clorador = 0,00
hRAP = 7,50

OUTROS DADOS:
NE = 0,00 m
ND = 18,00 m
D = 36,00 mm



AMT = Hf + ND+ hg + hlocalizada + haccidental + Hf clorador + hreservatório

AMT = 58,28 m.c.a

Onde:

AMT = altura manométrica total

Hf = perdas de carga por atrito ao longo da adutora

ND = nível dinâmico do poço

hg = desnível geométrico do terreno (diferença de nível entre a cota do poço profundo menor cota e a cota do reservatório apoiado maior cota)

hflocalizada = perdas de carga localizadas

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

Hf clorador = perdas de carga no clorador

hRAP = altura do reservatório apoiado

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)	1,57
Q = vazão do projeto (l/s).....	4,3648
AMT = altura manométrica total (mca)	58,28
n = rendimento da bomba (%)	65,00
Fator de correção da potência no eixo da bomba =	1,50
Horas de funcionamento (bombeamento) diário.....	16

Potência no eixo bomba =	1,565 C.V.
Potência no motor =	2,348 C.V.

Potência comercial = 2,00 C.V.

Tipo de bomba = Submersa

Observação: 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	56,99
g	Peso específico do líquido	kg/m ³	1000
a	Ângulo da curva	radianos	90
D	Diâmetro da tubulação	mm	50
S	Seção da tubulação	m ²	0,00196

Quadro Demonstrativo		
<i>D</i>	(mm)	50
<i>S</i>	(m ²)	0,00196
<i>g</i>	(kg/m ³)	1.000
<i>h</i>	(m)	57
<i>a</i>	(Graus)	90,00
<i>a</i>	(Radianos)	1,571
<i>E</i>	(kg)	158,245

Cálculo do Bloco de Ancoragem			
Cálculo da área mínima de contato e volume do bloco de ancoragem	<i>D</i>	mm	50
	<i>a</i>	Graus	90
	<i>E</i>	kg	158,245
	<i>A</i>	m ²	79,122
	<i>Volume do bloco</i>	m ³	0,066
	<i>Quantidade de blocos</i>	Un	1,00
	<i>Volume Total</i>	m ³	0,066

819
VISTO
[Signature]

Valores de s_{adm} para diversos tipos de solo

Taxa admissível no solo na vertical	s_{ADM} kg / cm²
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 compactação média	2
Areia fina compacta	2
Areia fofa ou argila mole escavada à pá	1

[Handwritten mark]

[Handwritten mark]

Robson Lopes de Sa
Engenheiro Civil
RNP 0611026775

[Handwritten mark]



7.1.4 DIMENSIONAMENTO DA ADUTORA DO POÇO 04

6

X

1

A handwritten signature in blue ink, located in the bottom right area of the page. The signature is stylized and appears to be a name.

421
VISTO
[Signature]

DIMENSIONAMENTO DA REDE DE ADUÇÃO
MEMÓRIA DE CÁLCULOS
ADUTORA DO POÇO 04 AO RESERVATÓRIO APOIADO

LOCALIDADE: CHAPADINHA
MUNICÍPIO: JIJOCA DE JERICOACOARA - CE

DADOS DO PROJETO	
NÚMERO DE FAMÍLIAS ATENDIDAS	423
NÚMERO DE PESSOAS POR FAMÍLIA	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 = 423

N° de pessoas por família = 5

$$Pa = 423 \times 5 = 2115 \text{ habitantes}$$

1.2 POPULAÇÃO PROJETADA (Pp)

$$Pp = Pa \times Tc$$

$$P_p = 2.115 \times 1,4859 = 3143 \text{ habitantes}$$



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:

P _p = população projetada.....	3.143
q = consumo diário percapita (litro/pessoa).....	100
a = horas de funcionamento diário	16

Q _m =	314.267,85	litros/dia
Q _m =	13.094,49	litros/hora
Q _m =	13,09449	m ³ /h
Q _m =	3,63736	litros/segundo
Q _m =	0,00364	m ³ /s

1.3.2 VAZÃO MÁXIMA DIÁRIA (Qmd)

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

Onde:

P _p = população projetada.....	3.143
q = consumo diário percapita (litro/pessoa).....	100
K ₁ = coeficiente de máxima demanda diária.....	1,2
a = horas de funcionamento diário	16

Q _{md} =	377.121,42	litros/dia
Q _{md} =	15.713,39	litros/hora
Q _{md} =	15,71339	m ³ /h
Q _{md} =	4,36483	litros/segundo
Q _{md} =	0,00436	m ³ /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..... 3.143
 q = consumo diário percapita (litro/pessoa)..... 100
 K1 = coeficiente de máxima demanda diária..... 1,2
 a = horas de funcionamento diário 16

Qa = 6,54725 litros/segundo
 Qa = 23,57009 m³/h → 23,57 m³/h vazão para dois poços
 Qa = 0,00655 m³/s

Será utilizado 05 (cinco) poços profundos, cada poço com sua adutora independente bombeando a água para um reservatório apoiado de reunião e deste bombeada para o reservatório elevado. Diante do exposto a vazão de projeto de 23,57 m³/h foi dividido em cinco passará a ser uma vazão de 4,71 m³/h para cada poço e conseqüentemente para cada adutora.

Qa = 1,30945 litros/segundo
 Qa = 4,71402 m³/h → 4,71 m³/h vazão para um poço
 Qa = 0,00131 m³/s

2. RESERVATÓRIO

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

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

V = volume do reservatório (m³)

V= 125,62 m³

Para efeito de cálculo no projeto foi adotado um volume de: **150 m³**

Dados do Reservatório Elevado - REL:

Tipo: Elevado
 Volume: Volume bruto: **45,00 m3**
 Volume útil: **42,90 m3**
 Formato: **cilindrico**
 Fuste: **10,50 m**
 Altura: **17,00 m**
 Diâmetrc **3,00 m**

Dados do Reservatório Apoiado RAP:

Tipo: Apoiado
 Volume: Volume bruto: **52,50 m3 x 2,00 = 105,00 m³**
 Volume útil: **50,40 m3 x 2,00 = 100,80 m³**
 Formato: **cilindrico**
 Altura: **7,50 m**
 Diâmetrc **3,00 m**

Volume bruto de reservação: 150,00 m³
Volume útil de reservação: 143,70 m³



3. CÁLCULO DA ADUTORA DE ÁGUA BRUTA DO POÇO 04

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 = 0,043 m
D = 43,42 mm
D = 50 mm
D = 0,050 m

O diâmetro comercial adotado será de **50 mm**

4. CÁLCULO DAS PERDAS DE CARGA DA ADUTORA DO POÇO 04

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 = 0,0112 m/m

5. PERDAS DE CARGAS POR ATRITO E ACIDENTAIS

Profundidade de colocação da bomba (PC)
Comprimento da adutora de água bruta (L)

PC = 52,00 m

L = 576,00 m

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

L total = 628,00 m

$$H_f = J \times L$$

Hf = 7,03 m.c.a

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

Hf acid. = 0,35 m.c.a

As perdas longitudinais foram calculadas para todo trecho de adução um total de: **576,00 metros.**



6. CÁLCULO DA VELOCIDADE (v)

$$V = 0,355xCxD^{0,63}xJ^{0,54}$$

$$V = 0,67 \text{ m/s}$$

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 = 50

e = 2,7

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

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

$$C = 506,77$$

7.2. CALCULO DA SOBREPRESSÃO

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

$$ha = 34,39 \text{ m}$$

7.3. DESNÍVEL GEOMÉTRICO (hg)

$$Hg = Cma - Cme$$

$$Hg = 2,50 \text{ m}$$

$$HgT = Hg + Hr = 10,00 \text{ m}$$

Handwritten signatures and marks on the right margin.



Cma = maior cota do perfil = 21,00
Mc = menor cota do perfil = 18,50
Hr = altura do reservatório = 7,50

7.4. SOBREPRESSÃO MÁXIMA - GOLPE DE ARIETE

$$H_{pmax} = h_a + H_g T$$

hpmax= 44,39

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
Pn= hpmax
Pn= 56,39

MATERIAL: Tubo PVC PBA JE DN 50 mm CL- 12

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

7.5. CÁLCULO DE PERDAS DE CARGA LOCALIZADAS

RECALQUE 50 mm 0,050 m

Peças	k	D	V	(K*V) ² /2g
Ligação de pressão				0,857
Ampliação gradual	0,30	50	2,224	0,076
Curva de 90o.	0,40	50	2,224	0,101
Registro gaveta	0,20	50	2,224	0,050
Válvula retenção	2,50	50	2,224	0,630
Barrilete				0,378
Ampliação gradual	0,30	50	2,224	0,076
Registro de gaveta	0,20	50	2,224	0,050
Saída de canalização	1,00	50	2,224	0,252
Total - Hr(hlocalizada)				1,235

7.6. ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL

Composição da altura manométrica total (AMT)

Hf = 7,03
ND = 38,00
hg = 2,50
hflocalizada = 1,235
hfacidental = 0,35
Hf clorador = 0,00
hRAP = 7,50

OUTROS DADOS:

NE = 18,00 m
ND = 36,00 m
D = 150,00 mm

AMT = Hf + ND + hg + hflocalizada + hfacidental + Hf clorador + hreservatório

AMT = 56,62 m.c.a

Onde:

AMT = altura manométrica total

Hf = perdas de carga por atrito ao longo da adutora

ND = nível dinâmico do poço

hg = desnível geométrico do terreno (diferença de nível entre a cota do poço profundo menor cota e a cota do reservatório apoiado maior cota)

hflocalizada = perdas de carga localizadas

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

Hf clorador = perdas de carga no clorador

hRAP = altura do reservatório apoiado

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) 1,52
 Q = vazão do projeto (l/s)..... 4,3648
 AMT = altura manométrica total (mca) 56,62
 n = rendimento da bomba (%) 65,00
 Fator de correção da potência no eixo da bomba = 1,50
 Horas de funcionamento (bombeamento) diário..... 16

Potência no eixo bomba = 1,521 C.V.
 Potência no motor = 2,281 C.V.
 Potência comercial = 2,00 C.V.
 Tipo de bomba = Submersa

Observação: 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	56,39
g	Peso específico do líquido	kg/m ³	1000
a	Ângulo da curva	radianos	90
D	Diâmetro da tubulação	mm	50
S	Seção da tubulação	m ²	0,00196

Quadro Demonstrativo		
D	(mm)	50
S	(m ²)	0,00196
g	(kg/m ³)	1.000
h	(m)	56
a	(Graus)	90,00
a	(Radianos)	1,571
E	(kg)	156,578

429
 VISTO

Cálculo do Bloco de Ancoragem			
Cálculo da área mínima de contato e volume do bloco de ancoragem	<i>D</i>	<i>mm</i>	50
	<i>a</i>	<i>Graus</i>	90
	<i>E</i>	<i>kg</i>	156,578
	<i>A</i>	<i>m²</i>	78,289
	<i>Volume do bloco</i>	<i>m³</i>	0,065
	<i>Quantidade de blocos</i>	<i>Un</i>	1,00
	<i>Volume Total</i>	<i>m³</i>	0,065

Valores de s_{adm} para diversos tipos de solo	
Taxa admissível no solo na vertical	S ADM kg / cm ²
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

Robson Lopes de Sa
 Engenheiro Civil
 RNP: 0611026775