

GOVERNO DO ESTADO



CEARÁ

AVANÇANDO NAS MUDANÇAS

**GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ
SECRETARIA DOS RECURSOS HÍDRICOS**

PROJETO EXECUTIVO DA ADUTORA DE FORTIM

**TOMO IV - RELATÓRIO GERAL
VOLUME II - MEMORIAL DESCRITIVO E CÁLCULO**

GHG

**FORTALEZA
ABRIL DE 2000**

GOVERNO DO ESTADO



PROJETO EXECUTIVO DA ADUTORA DE FORTIM-CE

TOMO IV - RELATÓRIO GERAL

VOLUME 2 - MEMORIAL DESCRITIVO E DE CÁLCULO

Lote. 02563 - Prep Scan () Index ()
Projeto Nº 0242/04/02 A
Volume /
Qtd. A4 _____ Qtd. A3 _____
Qtd. A2 _____ Qtd. A1 _____
Qtd. A0 _____ Outros _____

GHG

FORTALEZA
ABRIL/2000

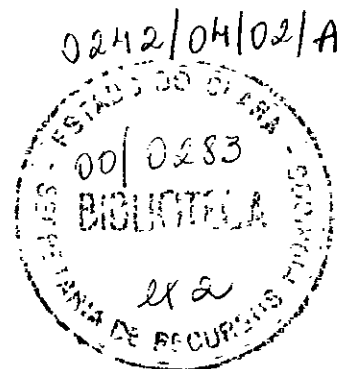
GOVERNO DO ESTADO



PROJETO EXECUTIVO DA ADUTORA DE FORTIM-CE

TOMO IV - RELATÓRIO GERAL

VOLUME 2 - MEMORIAL DESCRITIVO E DE CÁLCULO





APRESENTAÇÃO

500004



APRESENTAÇÃO

A **GHG** - Geologia de Engenharia Ltda. apresenta, a seguir, o **Projeto Executivo da Adutora do Fortim**, no município do **Fortim**, no estado do Ceará, objeto do Contrato nº 041/98 - SRH, firmado com a Secretaria dos Recursos Hídricos do Estado do Ceará.

O referido projeto está apresentado nos seguintes documentos:

- TOMO I - Relatório dos Estudos Básicos
- TOMO II - Relatório dos Estudos Básicos Complementares
- TOMO III - Relatório dos Estudos de Concepção
- TOMO IV - Relatório Geral
 - Volume 1 - Relatório Geral
 - Volume 2 - Memorial Descritivo e de Cálculo
 - Volume 3 - Quantitativos e Custos
 - Volume 4 - Especificações Técnicas
 - Volume 5 - Plantas

O presente relatório refere-se ao **TOMO IV – Relatório Geral**

Volume 2 – Memorial Descritivo e de Cálculo

000005



ÍNDICE

000006



ÍNDICE

APRESENTAÇÃO.....	2
1. DEMOGRAFIA	6
2. VAZÃO DE DIMENSIONAMENTO DO PROJETO.....	8
3. DETERMINAÇÃO DO DIÂMETRO	11
4. DETERMINAÇÃO DAS PERDAS DE CARGA	14
4.1. EQUIPAMENTO DE BOMBEAMENTO DA BASE FLUTUANTE	15
4.2. EQUIPAMENTO DE BOMBEAMENTO ESTAÇÃO OLHO D'ÁGUA	18
4.3. ADUTORA.....	21
5. DETERMINAÇÃO DA POTÊNCIA DO EQUIPAMENTO DE BOMBEAMENTO.....	26
5.1. BOMBAS DA BASE FLUTUANTE (UMA EM OPERAÇÃO E UMA DE RESERVA)	27
5.2. BOMBAS DA ESTAÇÃO DE OLHO D'ÁGUA (DUAS EM OPERAÇÃO SIMULTÂNEA E UMA DE RESERVA).....	28
6. CURVAS BOMBA-SISTEMA	29
6.1 BOMBA DA BASE FLUTUANTE	30
6.2 BOMBAS DA ESTAÇÃO DE OLHO D'ÁGUA	33
7. TRANSIENTES HIDRÁULICOS	35
7.1 ESTIMATIVA DO GOLPE DE ARIETE MÁXIMO NO TRECHO FLUTUANTE → TORRE PIEZOMÉTRICA	36
7.2. ESTIMATIVA DO GOLPE DE ARIETE NO TRECHO OLHO D'ÁGUA (EST 570) → FORTIM (EST. 1431 + 4,5M).....	40
8. TORRE PIEZOMÉTRICA (TP)	44
9. TRATAMENTO D'ÁGUA.....	50
10. RESERVAÇÃO.....	55
11. BLOCOS DE ANCORAGEM.....	60
12. PROJETO ELÉTRICO	71
12.1. CONSIDERAÇÕES	72
12.2. POTÊNCIA DA SUBESTAÇÃO	73
12.2.1 Captação	73
12.2.2. Características dos motores	73
12.2.3. Potência nominal da subestação.	73
12.2.4. Estação de Olho d'Água ...	75
12.2.5. Características dos motores	75
12.2.6. Potência nominal da subestação.....	75
12.3. MOTORES ELÉTRICOS	76
13. RESERVATÓRIO DE COMPENSAÇÃO DE OLHO D'ÁGUA	80
ANEXOS.....	90



1. DEMOGRAFIA

1. DEMOGRAFIA

Horizonte do Projeto: ano 2019

População urbana a atender no horizonte do projeto (P_n):

$$P_n = P_0(1+i)^n, \text{ em que}$$

P_n = nº de habitantes no ano 2019

P_0 = nº de habitantes em 1999

n = 20 anos

i = ver quadro

Quadro 1 – População no horizonte do projeto (ano 2019)

LOCALIDADE	P_0	$i(\%)$	P_n
Fortim (sede)	3256	3,5	6479
Barra	901	3,5	1793
Maceió	1513	3,5	3011
Viçosa	1182	2,0 ¹	2352
Guajiru	558	2,0	829
Campestre	416	2,0	618
Barro Vermelho	515	2,0	765
Olho d'Água	249	2,0	370
Tapuio	218	2,0	323
TOTAL	8808		16540

¹ Taxa geométrica de crescimento vegetativo do Nordeste Brasileiro PERH, SRH, 1992



2. VAZÃO DE DIMENSIONAMENTO DO PROJETO

2. VAZÃO DE DIMENSIONAMENTO DO PROJETO

Critérios e dados utilizados:

Consumo "per capita" (C): 150 l/hab/dia

Coefficiente de majoração do dia de maior demanda (K_1): 1,2

Coef. de majoração para suprimento da água para lavagem de filtros: 1,04

P_n : população no horizonte do projeto: 16540 habitantes.

Tempo de operação do sistema (t): 72.000 s (20h)

Vazão obtida com emprego da expressão:

$$Q = k P_n \quad \text{onde } k = \frac{1,2 \times 1,04 \times 150}{72000}$$

$$k = 0,0026$$

$$Q = 43,0 \text{ l/s}$$

Ver quadro 2: Projeção da população e evolução do consumo d'água.

QUADRO 2: Projeção da População e Evolução das Vazões Médias a Captar; Período. 1999 - 2019



Ano	Tapuiú		Olho D'água		Barro Vermelho		Campestre		Guajiru		Fortim		Barra		Maceió		Viçosa		Total
	Pn	Q	Pn	Q	Pn	Q	Pn	Q	Pn	Q	Pn	Q	Pn	Q	Pn	Q	Pn	Q	
1999	218	0,5668	249	0,6474	515	1,3390	416	1,0816	558	1,4508	3,2560	8,4656	901	2,3426	1513	3,9338	1582	3,0732	22,9008
2000	222	0,5781	254	0,6603	525	1,3660	424	1,1032	569	1,4798	3,3700	8,7619	932	2,4246	1566	4,0715	1223	3,1808	23,6262
2001	227	0,5897	259	0,6736	536	1,3930	433	1,1253	580	1,5094	3,4880	9,0686	965	2,5095	1621	4,2140	1266	3,2921	24,3752
2002	231	0,6015	264	0,6870	546	1,4210	441	1,1478	592	1,5396	3,6100	9,3860	999	2,5973	1677	4,3615	1310	3,4073	25,1490
2003	236	0,6135	269	0,7008	557	1,4490	450	1,1708	603	1,5704	3,7360	9,7145	1034	2,6882	1736	4,5141	1356	3,5266	25,9479
2004	240	0,6258	275	0,7148	568	1,4784	459	1,1942	616	1,6018	3,8670	10,0545	1070	2,7823	1797	4,6721	1404	3,6500	26,7739
2005	245	0,6383	280	0,7291	580	1,5079	468	1,2181	628	1,6338	4,0020	10,4064	1107	2,8797	1860	4,8356	1453	3,7777	27,6266
2006	250	0,6511	286	0,7437	591	1,5381	477	1,2424	641	1,6665	4,1420	10,7706	1146	2,9804	1925	5,0049	1504	3,9104	28,5081
2007	255	0,6641	292	0,7585	603	1,5689	487	1,2673	654	1,6998	4,2870	11,1476	1186	3,0848	1992	5,1801	1556	4,0468	29,4179
2008	260	0,6774	297	0,7737	615	1,6002	497	1,2926	667	1,7338	4,4370	11,5377	1228	3,1927	2062	5,3614	1611	4,1885	30,3580
2009	266	0,6909	303	0,7892	628	1,6322	507	1,3185	680	1,7685	4,5930	11,9416	1271	3,3045	2134	5,5490	1667	4,3351	31,3295
2010	271	0,7047	309	0,8050	640	1,6649	517	1,3448	694	1,8039	4,7530	12,3595	1315	3,4207	2209	5,7432	1725	4,4868	32,3335
2011	276	0,7188	316	0,8211	653	1,6982	527	1,3717	707	1,8400	4,9200	12,7921	1361	3,5398	2286	5,9442	1786	4,6438	33,3697
2012	282	0,7332	322	0,8375	666	1,7321	538	1,3992	722	1,8768	5,0920	13,2398	1409	3,6637	2366	6,1523	1848	4,8063	34,4409
2013	287	0,7479	328	0,8542	679	1,7668	549	1,4271	736	1,9143	5,2700	13,7032	1458	3,7920	2449	6,3676	1913	4,9746	35,5477
2014	293	0,7628	335	0,8713	693	1,8021	560	1,4557	751	1,9566	5,4550	14,1828	1509	3,9247	2535	6,5905	1980	5,1487	36,6952
2015	299	0,7781	342	0,8887	706	1,8382	571	1,4848	766	1,9916	5,6460	14,6792	1562	4,0620	2623	6,8212	2049	5,3289	37,8727
2016	305	0,7937	348	0,9065	721	1,8749	582	1,5145	781	2,0315	5,8430	15,1930	1617	4,2042	2715	7,0599	2121	5,5154	39,0936
2017	311	0,8095	355	0,9246	735	1,9124	594	1,5448	797	2,0721	6,0480	15,7248	1673	4,3514	2810	7,3070	2195	5,7084	40,3550
2018	317	0,8257	363	0,9431	750	1,9507	606	1,5757	813	2,1135	6,2590	16,2751	1732	4,5037	2909	7,5627	2272	5,9082	41,6584
2019	323	0,8390	370	0,9620	765	1,9890	618	1,6070	829	2,1550	6,4790	16,8450	1793	4,6620	3011	7,8290	2352	6,1150	43,0030



3. DETERMINAÇÃO DO DIÂMETRO

000013

3. DETERMINAÇÃO DO DIÂMETRO

Determinaram-se os diâmetros econômicos, por sub trecho, segundo a expressão do Bresse ($D = 1,2 \sqrt{Q}$), para, em seguida, eleger os diâmetros nominais correspondentes, valendo ressaltar que no trecho II foi adotado DN 300, por se tornar conveniente utilizar a energia potencial entre seus pontos extremos, propiciada pela diferença de nível do terreno natural, aliada à altura da coluna d'água na torre piezométrica ($h = 13,20$ m), localizada ao início desse trecho.

O quadro 3 reúne dados que foram utilizados no dimensionamento do sistema.



Quadro 3: Tubulação Adutora

TRECHO	SUB-TRECHO	MATERIAL	EXTENSÃO (m)	VAZÃO (l/s)	DIÂMETRO ECONÔMICO (mm)	DIÂMETRO NOMINAL (mm)	VELOCIDADE ¹ (m/s)	hf (m) ²	hf (m) ³
I	1	PEAD PN 10	60	43,003	248,8	250	1,31	0,46	
	2	PVC 1MPa	560	43,003	248,8	250	0,86	1,55	2,01
II	1	PVC 1MPa	9960	43,003	248,8	300	0,61	11,88	
	2	PVC 1MPa	1800	42,160	246,4	300	0,60	2,07	13,95
III	1	PVC 1MPa	3200	41,202	243,6	250	0,83	8,21	
	2	PVC 1MPa	4600	39,213	238,0	250	0,79	10,77	
	3	PVC 1MPa	2800	37,606	233,0	250	0,75	6,07	
	4	PVC 1MPa	6624,5	35,451	226,0	250	0,71	12,87	37,92

¹ Calculada pela média do diâmetro interno dos tubos disponíveis no mercado

² Perda de carga no sub-trecho

³ Perda de carga no trecho

000015



4. DETERMINAÇÃO DAS PERDAS DE CARGA

4. DETERMINAÇÃO DAS PERDAS DE CARGA

No cálculo das perdas de carga nas instalações de bombeamento (sucção e barrilete), assim como na tubulação adutora, foi utilizada a fórmula de Hazen-Williams

$$hf = 10,64 \left(\frac{Q}{C} \right)^{1,85} D^{-4,87} Leq$$

onde:

Q: vazão em m³/s

$$C \begin{cases} \text{fofo} & 100 \\ \text{PVC, PEAD} & 140 \end{cases}$$

D: diâmetro em m

l. eq: comprimento equivalente em m

4.1. EQUIPAMENTO DE BOMBEAMENTO DA BASE FLUTUANTE

a) Sucção

. Peças

Nº	DISCRIMINAÇÃO	DN	QTE	l.eq.
01	Válvula de pé com crivo	250	1	65,0
02	Tubo c/ flange; L = 1,20 m	250	1	1,20
03	Curva 90º c/ flange	250	1	4,10
04	Redução excêntrica c/ flange	250 x 150	1	3,50
05	Redução excêntrica c/ flange	150 x 100	1	1,80

000017



. Perda de carga

Itens 01 a 03

$$hs_1 = 10,64 \left(\frac{0,043003}{100} \right)^{1,85} (0,256)^{-4,87} 70,30$$

$$hs_1 = 0,34m$$

Item 04

$$hs_2 = 10,64 \left(\frac{0,043003}{100} \right)^{1,85} (0,1574)^{-4,87} 3,50$$

$$hs_2 = 0,18m$$

Item 05

$$hs_3 = 10,64 \left(\frac{0,043003}{100} \right)^{1,85} (0,1058)^{-4,87} 1,80$$

$$hs_3 = 0,64m$$

$$hs = hs_1 + hs_2 + hs_3$$

$$hs = 1,16 m$$

b) Barrilete

. Peças

Nº	DISCRIMINAÇÃO	DN	QTE	l.eq.
06	Redução normal com Flange	150 x 100	1	1,80
07	Curva 90º com Flange	150	3	7,50
08	Tôco com Flange, L = 0,10 m	150	1	0,10
09	Tôco com Flange, L = 0,50 m	150	1	0,50
10	Tôco com Flange, L = 0,25 m	150	2	0,25
11	Junta Gibault	150	1	0,0
12	Registro Chato	150	1	1,10
13	Curva 45º com Flange	150	1	1,10
14	Junção 45º com Flange	150	1	3,50
15	Tôco com Flange; L = 0,30 m	150	1	0,30
16	Redução normal com Flange	250 x 150	1	2,40
17	Curva 45º com Flange	250	1	1,80

. Perda de carga

Item 06

$$hb_1 = 10,64 \left(\frac{0,043003}{100} \right)^{1,85} (0,1058)^{-4,87} 1,80$$

$$hb_1 = 0,64m$$

Itens 07 a 16

$$hb_2 = 10,64 \left(\frac{0,043003}{100} \right)^{1,85} (0,1574)^{-4,87} 18,1$$

$$hb_2 = 0,93m$$

Item 17

$$hb_3 = 10,64 \left(\frac{0,043003}{100} \right)^{1,85} (0,2604)^{-4,87} 1,80$$

$$hb_3 = 0,008m$$

$$hb = hb_1 + hb_2 + hb_3$$

$$hb = 1,58 m$$

4.2. EQUIPAMENTO DE BOMBEAMENTO ESTAÇÃO OLHO D'ÁGUA

a) Sucção

. Peças

Nº	DISCRIMINAÇÃO	DN	QTE	l.eq.
01	Válvula de retenção com crivo	200	1	52,00
02	Tubo c/ flange, L = 2,50 m	200	1	2,50
03	Junta Gibault	200	1	0,00
04	Registro chato c/ flange	200	1	1,40
05	Redução normal c/ flange	200/150	1	2,40
06	Redução excêntrica c/ flange	150/80	1	1,80

. Perda de carga

Itens 01 a 04

$$hs_1 = 10,64 \left(\frac{0,020601}{100} \right)^{1,85} (0,2052)^{-4,87} 55,90$$

$$hs_1 = 0,20m$$

Item 05

$$hs_2 = 10,64 \left(\frac{0,020601}{100} \right)^{1,85} (0,1544)^{-4,87} 2,40$$

$$hs_2 = 0,035m$$

Item 06

$$hs_3 = 10,64 \left(\frac{0,020601}{100} \right)^{1,85} (0,086)^{-4,87} 1,80$$

$$hs_3 = 0,45m$$

$$Hs = hs_1 + hs_2 + hs_3$$

$$Hs = 0,68 m$$

b) Barrilete

. Peças

Nº	DISCRIMINAÇÃO	DN	QTE	l.eq.
07	Redução normal com Flange	100/50	1	0,50
08	Curva 90º com Flange	100	1	1,60
09	Redução normal c/ flange	150/100	1	2,40
10	Tôco com Flange, L = 0,35 m	150	1	0,35
11	Curva 90º c/ flange	150	2	5,00
12	Tubo c/ flange; L = 1,80	150	1	1,80
13	Curva 90º c/ flange	150	3	7,50
14	Tôco c/ flange; L = 0,55	150	2	1,10

Nº	DISCRIMINAÇÃO	DN	QTE	l.eq.
15	Colar de tomada	150	1	0,00
16	Junta Gibault	150	1	0,00
17	Válvula de retenção	150	1	20,00
18	Registro chato c/ flange	150	1	1,10
19	Tubo c/ flange; L = 4,55 m	150	1	4,55
20	Redução normal c/ flange	200/150	1	2,40
21	Tubo c/ flange; L = 1,40 m	200	1	1,40
22	Junção 45º c/ flange	200/150	1	4,50
23	Tubo c/ flange, L = 1,70 m	200	1	1,70
24	Redução c/ flange	250/200	1	3,00
25	Extremidade flange ponta; L = 0,38 m	250	1	0,38

. Perda de carga

Item 07

$$hb_1 = 10,64 \left(\frac{0,020601}{100} \right)^{1,85} (0,0528)^{-4,87} 0,50$$

$$hb_1 = 1,31m$$

Itens 08 a 09

$$hb_2 = 10,64 \left(\frac{0,020601}{100} \right)^{1,85} (0,1036)^{-4,87} 4,0$$

$$hb_2 = 0,40m$$

Itens 10 a 20

$$hb_3 = 10,64 \left(\frac{0,020601}{100} \right)^{1,85} (0,1544)^{-4,87} 45,40$$

$$hb_3 = 0,65m$$

Itens 21

$$hb_4 = 10,64 \left(\frac{0,020601}{100} \right)^{1,85} (0,2052)^{-4,87} 1,40$$

$$hb_4 = 0,005m$$

Itens 22 a 24

$$hb_5 = 10,64 \left(\frac{0,020601}{100} \right)^{1,85} (0,2052)^{-4,87} 9,20$$

$$hb_5 = 0,12m$$

Item 25

$$hb_6 = 10,64 \left(\frac{0,020601}{100} \right)^{1,85} (0,2052)^{-4,87} 0,38$$

$$hb_6 = 0,005m$$

$$hb = hb_1 + hb_2 + hb_3 + hb_4 + hb_5 + hb_6$$

$$hb = 2,52 m$$

4.3. ADUTORA

Trecho 1

- Sub-Trecho 1

Material: tubo PEAD

DE: 250 mm

b1: 204,4 mm

L: 60,0 m

Q: 43,003 l/s

$$hf_1 = 10,64 \left(\frac{0,043003}{140} \right)^{1,85} (0,2044)^{-4,87} 60$$

$$hf_1 = 0,46m$$

- Sub-Trecho 2

a) Tubulação Adutora

Material: tubo PVC

DN: 250 mm

DI: 252,0 mm

L: 560,0 m

Q: 43,003 l/s

$$hf_2 = 10,64 \left(\frac{0,043003}{140} \right)^{1,85} (0,252)^{-4,87} 560$$

$$hf_2 = 1,55m$$

b) Tubulação de entrada para a Torre Piezométrica

Material: tubo fofo

DN: 250 mm

DI: 256,0 mm

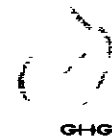
L: 560,0 m

Q: 43,003 l/s

. Tubos (L = 15,0 m)

$$hf = 10,64 \left(\frac{0,043003}{140} \right)^{1,85} (0,256)^{-4,87} 15$$

$$hf = 0,072m$$



. Válvula borboleta

$$v = 0,84 \text{ m/s} \quad v = \frac{4 \times 0,043003}{\pi(0,256)^2}$$

$k = 0,24$ (p/ $\alpha = 85^\circ$: abertura máxima)

$$\Delta h = k \frac{v^2}{2g}$$

$$\Delta h = 0,24 \frac{(0,84)^2}{2 \times 9,81} \quad \Delta h = 0,009$$

. Curva de 90° (2 curvas)

l.eq: 4,10 m

$$hf = 10,64 \left(\frac{0,043003}{140} \right)^{1,85} (0,256)^{-4,87} 8,2$$

$$hf = 0,04m$$

Trecho II

Material: tubo PVC

DN: 300 mm

DI: 299,8 mm

- Sub - Trecho 1

$$L = 9960 \text{ m}$$

$$Q = 43,003 \text{ l/s}$$

$$hf = 10,64 \left(\frac{0,043003}{140} \right)^{1,85} (0,2998)^{-4,87} 9960$$

$$hf = 11,88m$$

- Sub – Trecho 2

$$L = 1800 \text{ m}$$

$$Q = 42,164 \text{ l/s}$$

$$hf = 10,64 \left(\frac{0,042164}{140} \right)^{1,85} (0,2998)^{-4,87} 1800$$

$$hf = 2,07m$$

Trecho III

Material: tubo PVC

DN: 250 mm

DI: 252,0 mm

- Sub – Trecho 1

$$L = 3200 \text{ m}$$

$$Q = 41,202 \text{ l/s}$$

$$hf = 10,64 \left(\frac{0,041202}{140} \right)^{1,85} (0,252)^{-4,87} 3200$$

$$hf = 8,21m$$

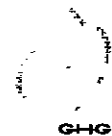
- Sub – Trecho 2

$$L = 4600 \text{ m}$$

$$Q = 39,213 \text{ l/s}$$

$$hf = 10,64 \left(\frac{0,039213}{140} \right)^{1,85} (0,252)^{-4,87} 4600$$

$$hf = 10,77m$$



- Sub – Trecho 3

$$L = 2800 \text{ m}$$

$$Q = 37,606 \text{ l/s}$$

$$hf = 10,64 \left(\frac{0,037606}{140} \right)^{1,85} (0,252)^{-4,87} 2800$$

$$hf = 6,07 \text{ m}$$

- Sub – Trecho 4

$$L = 6624,5 \text{ m}$$

$$Q = 35,451 \text{ l/s}$$

$$hf = 10,64 \left(\frac{0,035451}{140} \right)^{1,85} (0,252)^{-4,87} 6624,5$$

$$hf = 12,87 \text{ m}$$



5. DETERMINAÇÃO DA POTÊNCIA DO EQUIPAMENTO DE BOMBEAMENTO

5. DETERMINAÇÃO DA POTÊNCIA DO EQUIPAMENTO DE BOMBEAMENTO

5.1. BOMBAS DA BASE FLUTUANTE (UMA EM OPERAÇÃO E UMA DE RESERVA)

- Altura Manométrica (H_{man})

Hg: 14,05 m (cota est. 84: 26,05 m – cota 12,00: nível d'água mínimo de operação da barragem Amarelas)

Hs: 1,16 m: perda de carga na sucção

Hb: 1,58 m: perda de carga no barrilete

Hfa₁ = 2,13 m: perda de carga na adutora: I Trecho

Htp: 13,20 m: altura d'água na torre piezométrica

$H_{man} = H_g + H_s + H_b + H_{fa_1} + H_{tp}$

$H_{man} = 32,12 \text{ m}$

- Vazão (Q) = 43,003 l/s → 0,043003 m³/s

- Potência requerida no eixo da bomba (P_b)

$$P_b = \frac{1000QH_{man}}{75\rho}$$

$$P_b = \frac{1000 \times 0,043003 \times 32,12}{75 \times 0,68}$$

faz $\rho = 68\%$

$$P_b = 27,08 \text{ cv}$$

- Potência de motor (P_m)

$$P_m = 1,1 P_b$$

$$P_m = 29,79 \cong 30 \text{ cv}$$



5.2. BOMBAS DA ESTAÇÃO DE OLHO D'ÁGUA (DUAS EM OPERAÇÃO SIMULTÂNEA E UMA DE RESERVA)

- Altura Manométrica (H_{man})

$$H_g = 1,067 \text{ m (cota est. 1431 + 4,5 m: 24,16 – cota est. 570: 23,093)}$$

$$H_s = 0,68 \text{ m}$$

$$H_b = 2,52 \text{ m}$$

$$H_{fa_3} = 37,92 \text{ m}$$

$$H_{cc} = 7,0 \text{ m: altura d'água na câmara de carga da ETA}$$

$$H_{man}: H_g + H_s + H_b + H_{fa_3} + H_{cc}$$

$$H_{man}: 49,18 \text{ m}$$

- Vazão (Q) = $0,020601 \text{ m}^3/\text{s}$ → (vazão de uma bomba)

- Potência requerida no eixo da bomba (P_b)

$$P_b = \frac{1000QH_{man}}{75\rho}$$

$$P_b = \frac{1000 \times 0,020601 \times 49,18}{75 \times 0,65}$$

$$\text{faz } \rho = 65\%$$

$$P_b = 20,78 \text{ cv}$$

- Potência de motor (P_m)

$$P_m = 1,1P_b$$

$$P_m = 22,85 \cong 25 \text{ cv}$$



6. CURVAS BOMBA-SISTEMA

6. CURVA-BOMBA-SISTEMA

6.1. BOMBA DA BASE FLUTUANTE

$$Q = 0,043003 \text{ m}^3/\text{s} \quad 154,81 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{man} = 32,12 \text{ m}$$

$H_o = 27,25 \text{ m}$: cota do nível d'água na torre piezométrica (est. 84 do eixo da barragem) 39,25 – cota 12: nível mínimo de operação do reservatório Amarelas.

Característica do Sistema (k)

A curva do sistema é dada por:

$$H_{man} = H_o + KQ^2$$

$$K = \frac{H_{man} - H_o}{Q^2}$$

$$K = \frac{32,12 - 27,25}{(154,8108)^2} \quad K = 0,0002032$$

Condições extremas

Elementos da curva do sistema (para $H_o=27,25$)

Q (m ³ /h)	H _o (m)	K	KQ ² (m)	H _{man} (m).
0			000	27,25
10			0,02032	27,27
20			0,08128	27,33
30			0,18288	27,43
40			0,32512	27,57
50	27,25	0,0002032	0,50800	27,76
60			0,73152	27,98
80			1,30084	28,55
100			2,03200	29,28



Q (m³/h)	Ho (m)	K	KQ² (m)	Hman (m).
110			2,45872	29,71
120			2,92608	30,18
140			3,98272	31,23
154,81			4,8699	32,12
160			5,20192	32,45
180			6,58368	33,83
200			8,12800	35,38
220			9,83488	37,08
240			11,70432	38,95

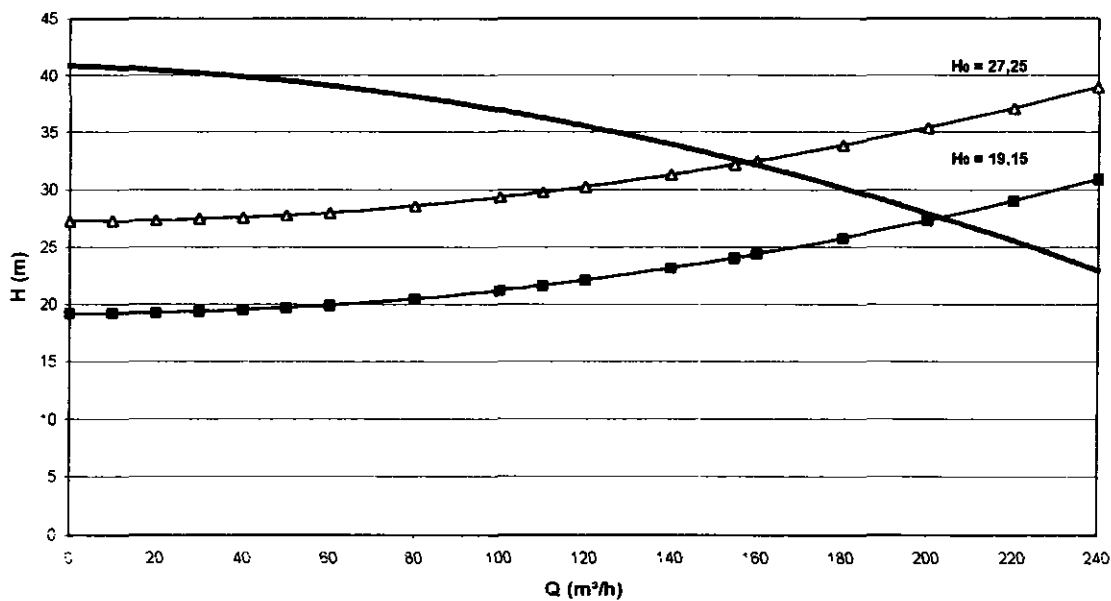
Elementos da curva do sistema (para Ho=19,15)

Q (m³/h)	Ho (m)	K	KQ² (m)	Hman (m).
0				19,15
10				19,17
20				19,23
30				19,33
40				19,47
50	19,15	0,0002032		19,65
60				19,88
80				20,45
100				21,18
110				21,61
120				22,07
140				23,13
154,81				24,02
160				24,35
180				25,73
200				27,27
220				28,98
240				30,85

Elementos da curva da bomba

Q (m ³ /h)	H _{man}
20	40,50
30	40,10
40	40,05
50	40,02
60	40,00
80	39,00
100	38,00
150	33,00
154,80	32,12
160	31,50
180	28,00
200	24,00

CURVA DA BOMBA X CURVA DO SISTEMA





6.1.1. NPSH disponível

$$NPSH_{disp} = \left(\frac{P_a - P_v}{\gamma_a} 10 \right) - (h_f + z) \quad P_a = 1,0 \text{ kg/m}^2. \text{ pressão atmosférica}$$

$$NPSH_{disp} = \left(\frac{1 - 0,036}{1} 10 \right) - (1,16 + 2,0) \quad P_v = 0,036 \text{ kg/m}^2: \text{ pressão de vapor a } 28^\circ \text{ C}$$

$$NPSH_{disp} = 6,48 \text{ m}$$

$$\gamma_a = 1,0 \text{ (peso específico da água)}$$

$$h_f = 1,16 \text{ (perda de carga na sucção)}$$

$$z = 2,0 \text{ m (desnível geométrico)}$$

6.2. BOMBAS DA ESTAÇÃO DE OLHO D'ÁGUA

$$Q = 0,041202 \text{ m}^3/\text{s} \quad 148,3272 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{man} = 49,2$$

$$H_o = 8,067 \text{ m}$$

$$k = \frac{49,2 - 8,067}{(148,3272)^2} \quad k = 0,001869$$

Elementos da curva do sistema

Q (m ³ /h)	Ho (m)	K	KQ ² (m)	Hman (m).
0			0,00	8,067
10				8,254
15				8,487
20				8,815
30				9,749
40				11,058
50				12,741
60				14,79
80	8,067	0,0018696		20,03
100				26,76
120				34,99
140				44,71

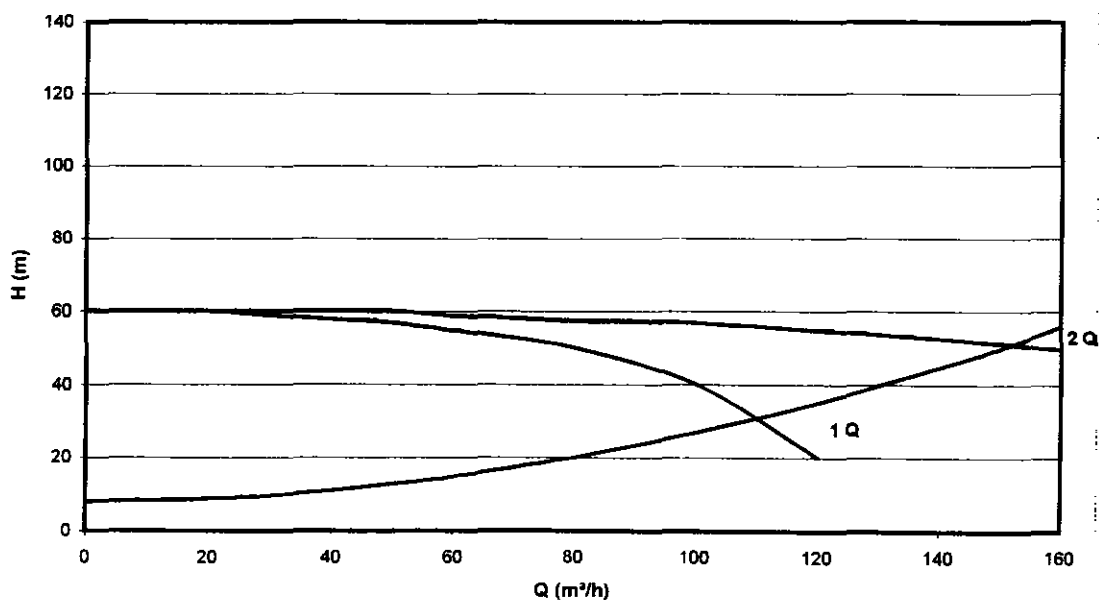


Q (m ³ /h)	Ho (m)	K	KQ ² (m)	Hman (m).
148,32				49,20
150				50,13
160				55,93
180				68,64
200				82,85
220				98,55
240				115,75

Elementos da curva da bomba

Q (m ³ /h)	Hman
10	60,00
15	60,00
20	60,00
30	59,00
40	57,50
50	57,00
60	55,00
74,1636	51,50
80	49,80
100	41,00
120	20,00

CURVA DAS BOMBAS X CURVA DO SISTEMA





7. TRANSIENTES HIDRÁULICOS

7. TRANSIENTES HIDRÁULICOS

7.1. ESTIMATIVA DO GOLPE DE ARIETE MÁXIMO NO TRECHO FLUTUANTE → Torre Piezométrica

7.1.1. Método: Kinno-Kennedy

Desenvolvimento:

(Considera o efeito do momento de inércia das massas girantes, motor e bomba)

a) Celeridade da Onda

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k \left(\frac{D}{e} \right)}}$$

Dados considerados:

$k = 18$ (para tubos plásticos)

$D = 247,4$ mm (diâmetro interno)

$e = 12,14$ mm (espessura da parede do tubo)

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 18 \left(\frac{0,2474}{0,01214} \right)}}$$

$$a = 486 \text{ m/s}$$

b) Constante da linha

$$\rho = \frac{aV}{2g H_{man}}$$

$V = 0,9$ m/s (velocidade média)

$H_{man} = 32,12$ m (altura manométrica)

$$\rho = \frac{486 \times 0,9}{2 \times 9,8 + 32,12}$$

$a = 486$ m/s (celeridade da onda de pressão)

$$\rho = 0,694$$

c) Momento de inércia das massas girantes (Wr^2)

$$Wr^2 = 0,00138 P^{1,4} \cdot f^{0,95}$$

$$Wr^2 = 0,00138 \times (22,05)^{1,4} \cdot 2^{0,95}$$

$$Wr^2 = 0,20$$

$$p = 30 \text{ cv} \times 0,735 \text{ kw/cv}$$

$$p = 22,05 \text{ kw}$$

$$f = 2 \text{ (n}^\circ \text{ de polos do motor)}$$

d = Constante da bomba (K_1)

$$K_1 = 896 \times 10^3 = \frac{Q \times H_{man}}{Wr^2 \cdot p \cdot rpm}$$

$$Q = 0,043003 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{man} = 32,12 \text{ m}$$

$$p = 0,68 \text{ (efic. da bomba)}$$

$$rpm = 3500$$

$$K_1 = 896 \times 10^3 = \frac{0,043003 \times 32,12}{0,20 \times 0,68 \cdot (3500)^2}$$

$$K_1 = 0,77$$

e) Determinação de τ

$$\tau = \frac{1}{K_1 \frac{2L}{a}}$$

$$L = 428 \text{ m comprimento equivalente}$$

$$\text{tubo PEAD: } 60 \text{ m}$$

$$\text{tubo PVC: } 560 \text{ m}$$

$$\tau = \frac{1}{0,74 \frac{2 \times 428}{486}}$$

$$\tau = 0,77$$

f) Fator de perda de carga (H_f)

$$H_f = \frac{hf}{H_{man}}$$

$$hf = 3,71 \text{ perda de carga por atrito na linha de recalque. barrilete + tubulação adutora}$$

$$H_f = \frac{3,71}{32,12}$$

$$H_f = 0,11$$

g) Pressão mínima para $\begin{cases} \rho = 0,68 \\ \tau = 0,77 \\ H_f = 0,11 \end{cases}$

Ao pé da bomba ($h_d = 0,23$) (VER GRÁFICO)

$$P_{mib} = h_d \times H_{man}$$

$$P_{mib} = 0,23 \times 32,12$$

$$P_{mib} = 7,39 \text{ m}$$

No meio da adutora ($h_d = 0,40$)

$$P_{mia} = h_d \times H_{man}$$

$$P_{mia} = 0,40 \times 32,12$$

$$P_{mia} = 12,85 \text{ m}$$

h) Pressão máxima para $\begin{cases} \rho = 0,68 \\ \tau = 0,77 \\ H_f = 0,11 \end{cases}$

Ao pé da bomba ($h_r = 1,55$) (VER GRÁFICO)

$$P_{mab} = h_r \times H_{man}$$

$$P_{mab} = 1,55 \times 32,12$$

$$P_{mab} = 49,80 \text{ m}$$

No meio da adutora ($h_{mr} = 1,25$)

$$P_{ma} = h_{mr} \times H_{man}$$

$$P_{ma} = 1,25 \times 32,12$$

$$P_{ma} = 40,15 \text{ m}$$

Conclusão: a análise do transiente hidráulico provocado por corte de energia (paralisação da bomba) segundo o método utilizado, não indica a necessidade de dispositivo de proteção para o equipamento de bombeamento, contra os efeitos do golpe de arrete máximo.

7.1.2. Estimativa do golpe de arrete máximo sobre válvula de retenção

Como será instalada uma válvula de retenção junto à bomba, examina-se o efeito do golpe de arrete máximo, considerando o fechamento desse dispositivo no tempo de 6,0 segundos, correspondente ao tempo de paralisação total da bomba, após corte de energia elétrica.

Então,

Sobre pressão máxima (Hmax)

$$H_{\max} = \frac{CV}{g}$$

$$H_{\max} = \frac{486 \times 0,9}{9,81} \quad H_{\max} = 44,58 \text{ m}$$

Período da tubulação (T)

$$T = \frac{2L}{a} \quad L = 428 \text{ m (comprimento equivalente)}$$

$$T = \frac{2 \times 428}{486} \quad a = 486 \text{ m/s}$$

$$T = 1,76 \text{ s}$$

Sobre pressão (ha), para t = 6,0 s

$$h_a = \frac{CV}{g} \frac{T}{t}$$

$$h_a = 44,58 \frac{1,76}{6,0}$$

$$h_a = 13,07$$

Pressão total na tubulação (Ht)

$$H_t = H_{man} + h_a$$

$$H_t = 32,12 + 13,07$$

$$H_t = 45,19 \text{ m}$$

Conclusão: De acordo com o método utilizado não há necessidade de instalação de dispositivo anti-golpe.

7.2. ESTIMATIVA DO GOLPE DE ARIETE NO TRECHO OLHO D'ÁGUA (EST. 570) → FORTIM (EST. 1431 + 4,5M)

Na impossibilidade de aplicar método que leve em conta o momento de inércia das nossas girantes do equipamento de bombeamento, na análise do transiente hidráulico nesse trecho, como o Método de Parmakian, ou Kino – Kennedy, p. ex., devido a longa extensão do mesmo (L = 17,2 km), calcula-se o golpe de ariete máximo, considerando válvula instalado no barrilete das instalações de bombeamento.

Tem-se, pois:

a) Celeridade da onda de pressão (a)

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 18 \left(\frac{0,252}{0,011} \right)}} \quad a = 461 \text{ m/s}$$

b) Sobre-pressão máxima (Hmax)

$$H_{max} = \frac{CV}{g}$$

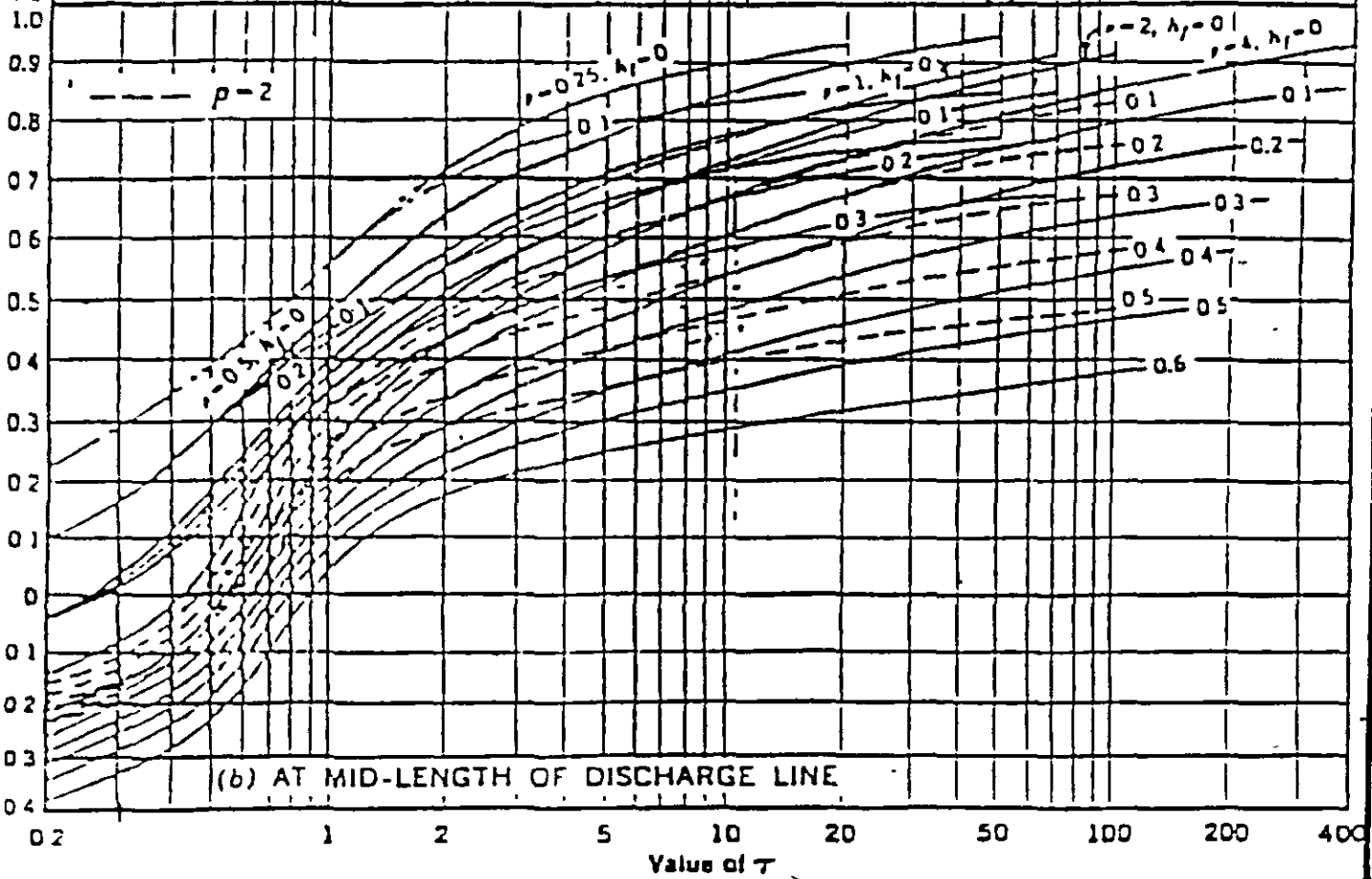
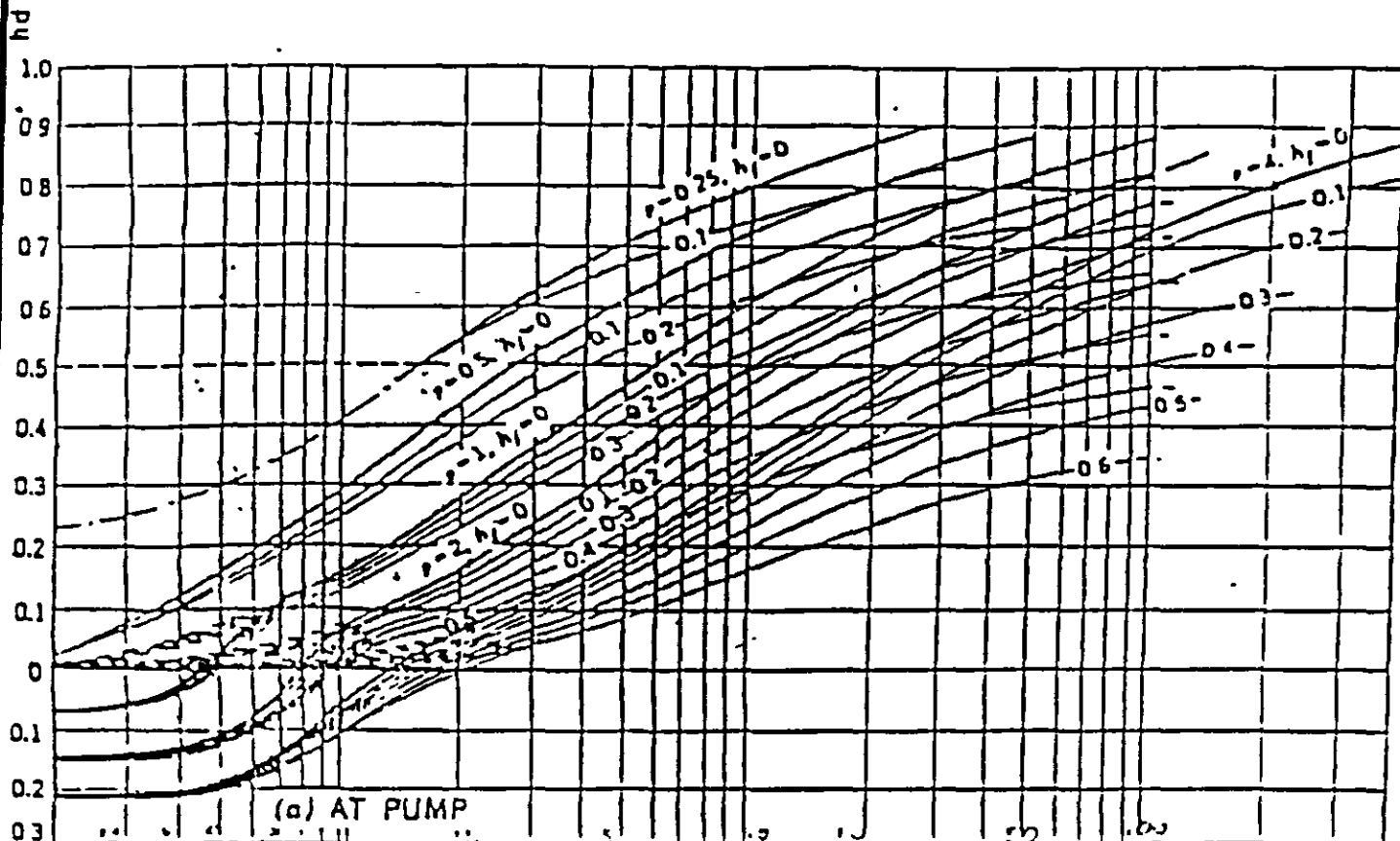
$$H_{max} = \frac{461 \times 0,76}{9,81} \quad H_{max} = 35,71 \text{ m}$$

c) Pressão total (Ht)

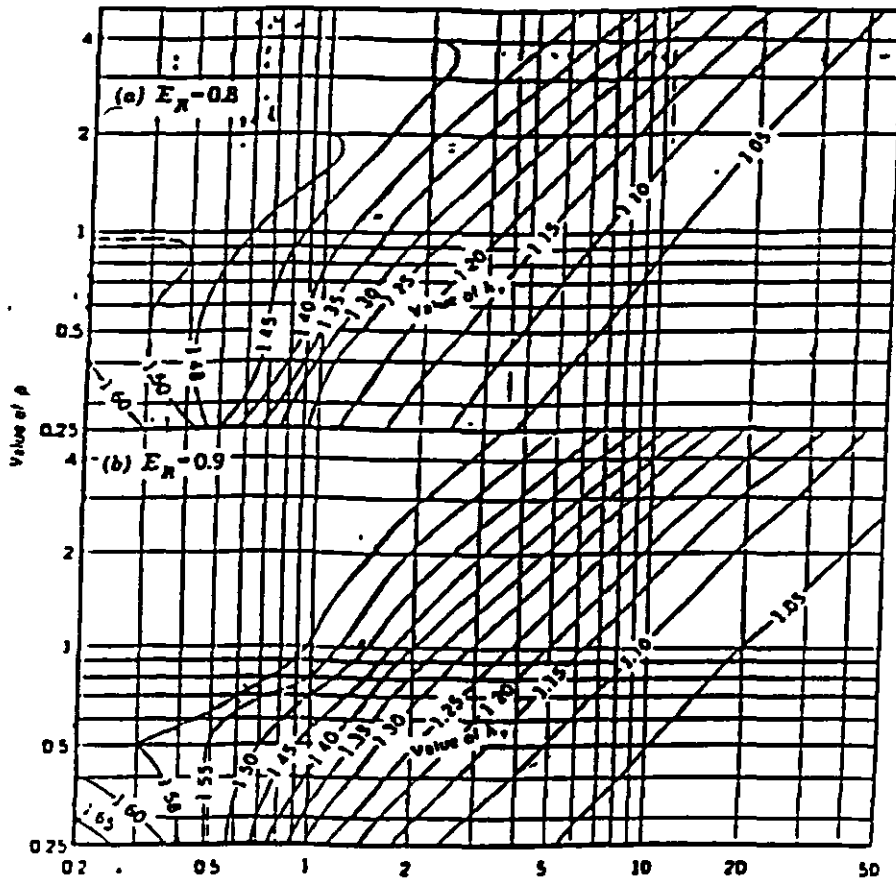
$$Ht = 49,20 + 35,71$$

$$Ht = 84,91 \text{ m}$$

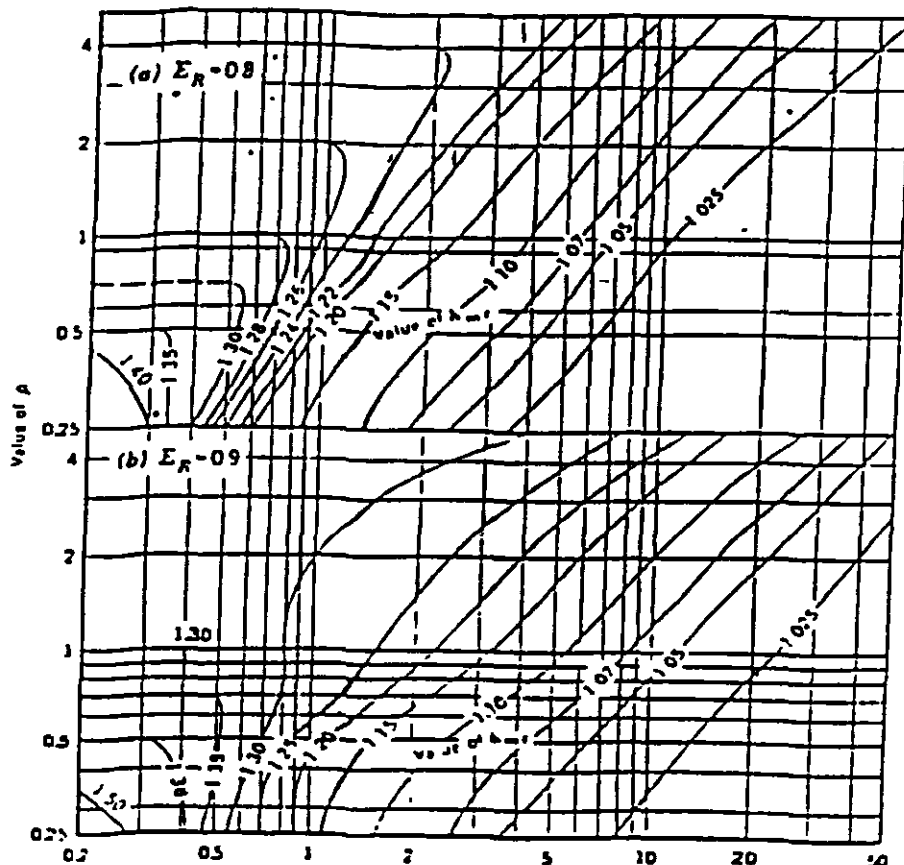
Conclusão: Não há possibilidade de ocorrência de sobre-pressão no trecho. Porém, em virtude da pequena diferença de nível entre seus pontos extremos (+ 1,067 m) e da existência de pontos de cota elevada (em termo de valores relativos), ver estacas 1014 e 1380, p. ex., julga-se conveniente instalar à saída do barrilete da Estação de Bombas de Olho d'Água, uma válvula antecipadora de golpe, para prevenir a ocorrência de sub-pressão na linha adutora, de maneira a afetar a segurança do sistema.



PRESSÃO MÍNIMA NO REGIME TRANSIENTE (KINNO E KENNEDY-1965)



PRESSÃO MÁXIMA NA BOMBA NO REGIME TRANSIENTE (KINNO E KENNEDY - 1965)



PRESSÃO MÁXIMA NO MEIO DA ADUTORA NO REGIME TRANSIENTE (KINNO E KENNEDY - 1965)



8. TORRE PIEZOMÉTRICA (TP)

8. TORRE PIEZOMÉTRICA (TP)

À est. 84 do prolongamento do eixo da barragem uma torre piezométrica ali instalada manterá o nível d'água à cota 39,25.

Referida torre está equipada com dispositivo "one-way", a fim de aproveitar toda a energia disponibilizada pela bomba, durante a oscilação do plano d'água do espelho do reservatório, quando o flutuante deslocar-se-á verticalmente entre as cotas 12 (nível mínimo de operação do reservatório) e 20,10 (cota da soleira do sangradouro). Ultrapassada a carga de 13,2 m na TP (cota 39,25), válvula borboleta com bóia, para o interior da torre piezométrica, ocasião em que o escoamento far-se-á através do "by-pass" do "one-way".

A observação da curva da bomba permite concluir pela operabilidade do sistema (ver relação Q x Hman e curva de potência).

Mostram-se a seguir as condições de operação da adutora quando o plano d'água no reservatório estiver à cota 20,1 m (cota da soleira do sangradouro).

a) Condições à jusante da Torre Piezométrica:

Trecho II (gravitativo)

para $Q = 0,0472 \text{ m}^3/\text{s}$

a.1) Sub-trecho I

$$L = 9960 \text{ m}$$

$$hf = 10,64 \left(\frac{0,0472}{140} \right)^{82} (0,2998)^{-4,87} 9960$$

$$hf = 14,11$$

Item 05

$$hs_3 = 10,64 \left(\frac{0,0472}{100} \right)^{1,85} (0,1058)^{-4,87} 1,60$$

$$hs_3 = 0,67m$$

$$hs = hs_1 + hs_2 + hs_3$$

$$hs = 0,47 + 0,21 + 0,67 m$$

$$hs = 1,35 m$$

Perdas de carga no barrilete

Itens 06

$$hb_1 = 10,64 \left(\frac{0,0472}{100} \right)^{1,85} (0,1058)^{-4,87} 1,80$$

$$hb_1 = 0,75m$$

Item 07 a 16

$$hb_2 = 10,64 \left(\frac{0,0472}{100} \right)^{1,85} (0,1574)^{-4,87} 18,10$$

$$hb_2 = 1,10m$$

Item 17

$$hb_3 = 10,64 \left(\frac{0,0472}{100} \right)^{1,85} (0,2604)^{-4,87} 1,80$$

$$hb_3 = 0,011m$$

$$hb = hb_1 + hb_2 + hb_3$$

$$hs = 1,86 m$$

Perdas de carga na tubulação PEAD (hfa_1)

$$hfa_1 = 10,64 \left(\frac{0,0472}{140} \right)^{1,85} (0,2044)^{-4,87} 60$$
$$hfa_1 = 0,55m$$

Tubo PVC (perda de carga)

$$hfa_2 = 10,64 \left(\frac{0,0472}{140} \right)^{1,85} (0,252)^{-4,87} 560$$
$$hfa_2 = 1,85m$$

Perdas de carga na tubulação de subida

$$hf = 10,64 \left(\frac{0,0472}{140} \right)^{1,85} (0,256)^{-4,87} 15$$
$$hf = 0,08m$$

Válvula borboleta (perda de carga)

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2}, \quad V = \frac{4 \times 0,0472}{\pi (0,256)^2}, \quad V = 0,92m/s \quad k = 0,24$$
$$\Delta h = 0,24 \frac{(0,92)^2}{2 \times 9,81} \quad \Delta h = 0,01m$$

Curvas de 90° (perda de carga)

$$hf = 10,64 \left(\frac{0,0472}{140} \right)^{1,85} (0,256)^{-4,87} 8,2$$
$$hf = 0,047m$$



$$H_{man} = H_g + H_s + H_b + H_{fa_1} + H_{fa_2} + H_f + H_{tp}$$

$$H_{man} = 5,95 + 1,35 + 1,86 + 0,55 + 1,85 + 0,16 + 16,58$$

$$H_{man} = 28,30$$

Potência requerida pela bomba (P_b)

para $Q = 0,0472 \text{ m}^3/\text{s}$ e $H_{man} = 28,30 \text{ m}$

$$P_b = \frac{1000 \times 0,0472 \times 28,30}{75 \times 0,75}$$

$$P_b = 23,75$$

Potência do motor (P_m)

$$P_m = 1,1 \times P_b$$

$$P_m = 26,13 \simeq 30 \text{ cv}$$

Ver curva da bomba



9. TRATAMENTO D'ÁGUA

9. TRATAMENTO D'ÁGUA

a) Capacidade de tratamento da ETA

Área filtrante

$$\Delta f = \frac{Qt}{T}$$

$$\Delta f = \frac{128m^3 / hx20h}{19,69m^2}$$

$$\Delta f = 19,69m^2$$

$$Q = 128 m^3/h$$

$$t = 20h \text{ (tempo de bombeamento de água bruta)}$$

$$T = 130 m^3/m^2 \text{ (taxa média de filtração)}$$

Nº de filtros: 4 (padrão CAGECE)

ϕ : 2,8 m

Área de filtração por unidade: 6,1544m²

Área total de filtração: 24,6176m²

b) Velocidade de lavagem dos filtros (VI)

Taxa de lavagem adotada: 1,388m³/m²

Tempo de lavagem: 8,0 min

Área de filtração para cada 2 unidades: 12,31 m²

Volume gasto por lavagem (8 min): V₀₈

$$V_{08} = 1,388 m^3/m^2 \times 12,31 m^2 = 17,1 m^3$$

Volume gasto por minuto (V₀₁)



$$V_{01} = 2,14 \text{ m}^3$$

Para lavagem de uma unidade considerando:

- leito filtrante de areia uniforme (CV = 0,497)
- $\phi = 2,8 \text{ m}$

Estimou-se a velocidade de lavagem, tendo que:

$$V_{01} = \Delta c h$$

$$h = \frac{2,14}{0,497\pi \frac{(2,8)^2}{4}} \quad \Delta c = 0,49\pi \frac{(2,8)^2}{4}$$

$$h = 0,70 \text{ m}$$

Então, sendo 0,70 m a altura do cilindro correspondente ao volume que passa em 1 min pela seção do filtro, conclui-se que:

$$V_L = 7,0 \text{ cm/min}$$

c) Vazão para lavagem (Q)

$$Q = \frac{1,388 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \times 12,31 \text{ m}^2}{480 \text{ s}}$$

$$Q = 0,0357 \text{ m}^3 / \text{s}$$

d) Estimativa da expansão do leito filtrante devido à retro-lavagem

Dados considerados

$$d = 0,72 \text{ mm} \Rightarrow 0,072 \text{ cm (diâmetro das partículas)}$$

$$S_s = 1,65 \text{ (densidade relativa)}$$

$$P_o = 0,497 \text{ (porosidade natural)}$$

$$\lambda = 0,00839 \text{ cm}^2 / \text{s (velocidade cinemática)}$$



$$V = 0,70 \text{ m / mim} \rightarrow 1,16 \text{ cm/s}$$

- n° de Galileu (Ga)

$$Ga = \frac{g(Ss - 1) d^3}{\lambda^2} \quad Ga = \frac{9,81(1,65 - 1)(0,072)^3}{(0,00839)^2}$$

$$Ga = 3381$$

N° de Reynolds (Re)

$$Re = \alpha \cdot Ga^m$$

$$Re = 0,5321 (3381)^{0,5554}$$

$$Re = 48,53$$

Velocidade de sedimentação (Vs) e $\frac{1}{n}$

Velocidade de sedimentação

$$Vs = \frac{\lambda Re}{d}, \quad Vs = \frac{0,00839 \times 48,53}{0,072}$$

$$Vs = 5,65 \text{ cm/s}$$

$$\frac{1}{n}$$

$$\frac{1}{n} = \beta Re^\theta$$

$$\frac{1}{n} = 0,1254 (48,53)^{0,1947}$$

$$\frac{1}{n} = 0,267$$

Porosidade Expandida (Pe)

000055

$$Pe = \left(\frac{V}{Vs} \right)^{\frac{1}{n}}, \quad Pe = \left(\frac{1,16}{5,65} \right)^{0,267}$$

$$Pe = 0,65$$

Cálculo da expansão (ε)

$$\varepsilon = \frac{Pe - Po}{1 - Pe}$$

$$\varepsilon = \frac{0,65 - 0,497}{1 - 0,65}$$

$$\varepsilon = 0,43 \quad 43\%$$

Conclusão: expansão dentro da faixa admissível: 25 a 50 %

e) Equipamento para lavagem dos filtros

tendo: $Q = 0,0357 \text{ m}^3/\text{s}$; $H = 12,5 \text{ m}$

Potência da Bomba (P_b)

$$P_b = \frac{1000 \times 0,0357 \times 14,0}{75 \times 0,65} \quad P_b = 10,25$$

Potência do Motor (P_m)

$$P_m = 1,2 P_b$$

$$P_m = 12,3 \cong 12,5 \text{ cv}$$



10. RESERVAÇÃO

000057

10. RESERVAÇÃO

Conforme mencionado nos Estudos de Concepção do Projeto os reservatórios de água foram dimensionados tendo em conta a orientação seguinte:

1. Localidades de Fortim (cidade), Barra e Maceió

Reservação total diária: 1/3 do volume consumido por dia.

Reservação em reservatório elevado: calculada em função do volume flutuante no período de 24h, com distribuição d'água durante 24h e bombeamento para reservatório elevado durante 20h, levando em conta os percentuais de demanda por intervalo horário (ver quadros 6 e 7, TOMO III: Estudos de Concepção do Projeto)

2. Localidades de Tapuio, Olho d'Água, Barro Vermelho, Campestre e Guajiru: previstos somente pequenos reservatórios elevados, calculados pelo critério de volume flutuante.

A adoção dos citados critérios conduzir ao dimensionamento dos reservatórios a construir, conforme quadro abaixo.

LOCALIDADE	RESERVATÓRIO (m ³)		ESTACA
	APOIADO	ELEVADO	
Fortim	4,75	75 ²	1431
Tapuio	4,5 ¹	10	480
Olho d'Água	4,5	10	570
Barro Vermelho	4,5	22	730
Campestre	4,5	22	960
Guajiru	4,5	22	1100

¹ Cisterna que integra a estrutura do reservatório pre-moldado

² A executar no ano 2013



A obtenção da capacidade dos reservatórios, conforme consta do quadro 4, teve por base a marcha de cálculo alinhada a seguir e as considerações feitas no relatório dos Estudos de Concepção do Projeto.

Então,

V_t = volume total correspondente ao consumo d'água em 24h (operação do sistema de bombeamento durante 20 h).

V_a = capacidade de reservatório apoiado

V_e = Capacidade de reservatório elevado

a) Cidade de Fortim e localidades de Barra, Maceió e Viçosa

VT

$$VT = 0,035451 \text{ m}^3/\text{s} \times 72000 \text{ s} = 2552,472 \text{ m}^3$$

$$1/3 VT = 850,824 \text{ m}^3$$

Ve

Fortim

$$V_{t1} = 0,016845 \text{ m}^3/\text{s} \times 72000 \text{ s} = 1212,84 \text{ m}^3$$

$$V_{e1} = 0,1495 \times 850,824 \text{ m}^3$$

$$V_{e1} = 126,3196 \text{ m}^3$$

Barra

$$V_{t2} = 0,004662 \text{ m}^3/\text{s} \times 72000 \text{ s} = 335,664 \text{ m}^3$$

$$V_{e2} = 0,1495 \times 335,664$$

$$V_{e2} = 50,1818 \text{ m}^3$$

Maceió

$$V_{t3} = 0,007829 \text{ m}^3/\text{s} \times 72000 \text{ s} = 563,688 \text{ m}^3$$

$$V_{e3} = 0,1495 \times 563,688$$

$$V_{e3} = 84,2714 \text{ m}^3$$

100059

Viçosa

$$Vt_4 = 0,006115 \text{ m}^3/\text{s} \times 72000 \text{ s} = 440,28 \text{ m}^3$$

$$Ve_4 = 0,1495 \times 440,28$$

$$Ve_4 = 65,8219 \text{ m}^3$$

Va → Para cidade de Fortim e localidades de Barra, Maceió e Viçosa

$$Va = 1/3 VT - VE$$

$$Va = 850,824 - 381,5947$$

$$Va = 469,2293 \text{ m}^3$$

Onde

$$VT = Vt_1 + Vt_2 + Vt_3 + Vt_4$$

$$VE = Ve_1 + Ve_2 + Ve_3 + Ve_4$$

a) Localidades de Tapuío, Olho D'água, Barro Vermelho, Campestre e Guajirú:
Reservatórios elevados:

Ve

Tapuío

$$Vt = 0,000839 \times 72000 = 60,408 \text{ m}^3$$

$$Ve = 0,1495 \times 60,408 \text{ m}^3$$

$$Ve = 9,0309 \text{ m}^3$$

Olho D'água

$$Vt = 0,000962 \times 72000 = 69,264 \text{ m}^3$$

$$Ve = 69,264 \times 0,1495$$

$$Ve = 10,354 \text{ m}^3$$

Barro Vermelho

$$V_t = 0,001989 \times 72000 = 143,208 \text{ m}^3$$

$$V_e = 0,1495 \times 143,208 = 21,409$$

$$V_e = 21,409 \text{ m}^3$$

Campestre

$$V_t = 0,001607 \times 72000 = 115,704 \text{ m}^3$$

$$V_e = 0,1495 \times 115,704 = 17,297$$

$$V_e = 17,297 \text{ m}^3$$

Guajirú

$$V_t = 0,002155 \times 72000 = 115,160 \text{ m}^3$$

$$V_e = 0,1495 \times 115,160 = 23,196$$

$$V_e = 23,196 \text{ m}^3$$

(VER item 13, Reservatório de Compensação de Olho D'água)



11. BLOCOS DE ANCORAGEM

000062

11. BLOCOS DE ANCORAGEM

Cálculo dos blocos de ancoragem a executar ao longo do caminhamento da adutora

Estabelecidos o volume, dimensões e peso do bloco, verificaram-se a estabilidade quanto ao tombamento e a resistência imposta, pelo solo, ao seu deslocamento pela ação do empuxo hidráulico sobre sua face vertical.

Empuxo hidráulico obtido pela expressão:

$$E = 2PA \cdot \text{sen} \frac{\theta}{2}$$

$$E = KPA \quad K = 2 \text{ sen} \frac{\theta}{2}$$

$P = 10 \text{ kg/m}^2$ (pressão interna)
 $A = \text{Área da sucção reta do tubo, em cm}^2$
 $\theta = \text{deflexão do caminhamento da adutora (ângulo da peça)}$

a) Trecho II

DN 300 mm

DI 299,8 mm

Curva de 90°

Empuxo

$$E = 1.414 \times 10 \times 705,5$$

$$K = 1.414$$

$$E = 9976 \text{ kg}$$

$$A = \pi \frac{(29,98)^2}{4} \quad A = 705,5 \text{ cm}^2$$

Dimensões e Peso do Bloco

$$P = V \cdot \gamma_c$$

000063



$$M_t = \gamma_c \cdot E$$

$$M_t = 0,243 \text{ m} \times 9976 \text{ kg}$$

$$M_t = 2424 \text{ kg.m}$$

$$M_e = \frac{c}{2} P$$

$$M_e = \frac{c}{2} V \gamma_c$$

$\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$ (peso específico do documento)

$M_t =$ momento de tombamento (kg.m)

$M_e =$ momento estabilizador (kg.m)

Condição de estabilidade:

$$2 \times 1,5 M_t = c.V. \gamma_c$$

$$3 \times 2424 = c.V.2400$$

$$1,5 \leq \frac{M_e}{M_t} = 2,0$$

$k = 0,243 \text{ m}$ (VER FIGURA Bloco de Ancoragem)

$$c.V = \frac{7272}{2400}$$

$$C.V = 3,03 \quad \text{faz: } c = 1,5$$

$$V = \frac{3,03}{1,5}$$

$$V = 2,02 \text{ m}^3$$

faz $a = 1,5$; vem

$$V = a \times c \times h$$

$$h = \frac{V}{a \times c}$$

$$h = \frac{2,02}{(1,5)^2} \quad h = 0,897 \cong 0,90 \text{ m}$$

Considerando porém o peso do reaterro (w) sobre o bloco, pode-se fazer $h = 0,50 \text{ m}$.

Então,

Peso do Bloco (P)

$$P = a \times c \times h \times \gamma_c$$

000064



$$P = 1,5 \times 1,5 \times 0,5 \times 2400$$

$$P = 2700 \text{ kg}$$

Peso do reaterro sobre o bloco (w) $\rightarrow \gamma_s = 1800 \text{ kg/m}^3$ (peso específico do solo)

$$w = a \times c \times j \times \gamma_s$$

$$w = 1,5 \times 1,5 \times 0,70 \times 1800$$

$$w = 2835 \text{ kg}$$

Verificação da estabilidade quanto ao tombamento

$$Me. \frac{c}{2} (P + W)$$

$$Me. \frac{1,5}{2} (2700 + 2835)$$

$$Me = 4,151 \text{ kg.m}$$

$$\frac{ME}{Mt} = \frac{4151}{2424}$$

$$\frac{ME}{Mt} = 1,71 \Rightarrow \text{atende pois a condição } 1,5 \leq \frac{Me}{Mt} = 2,0$$

Resistência (F) do solo sobre a face do bloco

$$\text{Área de contato } (\Delta) = (150 \times 50) \text{ cm} = 7500 \text{ m}^2$$

$$\sigma = 1,0 \text{ kg/cm}^2$$

$$F = \sigma \cdot \Delta$$

$$F = 1,00 \text{ kg/cm}^2 \times 7500 \text{ cm}^2$$

$$F = 7500$$

$$F < E$$

Face ao não atendimento dessa última condição, majora-se a altura do bloco para 0,70 m.

Curva de 45°

$$\text{Empuxo (E)} \rightarrow k = 0,766$$

000065



$$E = 0,766 \times 10 \times 705,5$$

$$E = 5404 \text{ kg}$$

Dimensões do Bloco

$$P = V \cdot \gamma_c$$

$$Mt = k \cdot E$$

$$Mt = 0,243 \times 5404$$

$$Mt = 1313 \text{ kg.m}$$

$$Me = \frac{c}{2} P$$

$$2 \times 1,5 Mt = c \cdot V \cdot \gamma_c$$

$$V = \frac{3939}{2400c} \quad \text{faz } c=1,2$$

$$V = 1,36 \text{ m}^2$$

$$V = a \times c \times h$$

$$h = \frac{V}{ac} \quad \text{faz } a=1,2$$

$$h = \frac{136}{(1,2)^2}$$

$$h = 0,94 \cong 0,95 \text{ m}$$

Considerando o peso do reaterro (W) sobre o bloco faz-se $h = 0,50$, aonde:

Peso do bloco (P)

$$P = 1,2 \times 1,2 \times 0,5 \times 2400$$

$$P = 1728 \text{ kg}$$

Peso do reaterro (W)

$$W = 1,2 \times 1,2 \times 0,70 \times 1800$$

$$W = 1814 \text{ kg}$$

Verificação da estabilidade quanto ao tombamento

$$ME = \frac{c}{2}(P + W)$$

$$ME = 0,6 \times 3542$$

$$ME = 2125$$

$$\frac{ME}{Mt} = \frac{2125}{1313}$$

$$\frac{ME}{Mt} = 1,61 \quad \text{logo, estável}$$

Resistência (F) do solo imposta à face vertical (do bloco) perpendicular ao empuxo.

Área de contato: $(120 \times 50) \text{ cm} = 6000 \text{ cm}^2$

$$\sigma = 1,0 \text{ kg/cm}^2$$

$$F = \sigma \Delta$$

$$F = 1,0 \text{ kg/cm}^2 \times 6000 \text{ cm}^2$$

$$F = 6000 \text{ kg}$$

$$F > E \quad \text{logo, estável}$$

b) TRECHO III

DN 250 mm

DI 252

Empuxo Hidráulico (E)

$$E = 2P A \text{ sen } \frac{\theta}{2}, \quad k = 2 \text{ sen } \frac{\theta}{2}$$

$$E = kPA \quad A = \pi \frac{(25,2)^2}{4}$$



$$P = 10 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 498,5 \text{ cm}^2$$

Curva de 90°

Empuxo (E)

$$E = 1,414 \times 10 \times 498,5$$

$$E = 7049 \text{ kg}$$

Dimensões do Bloco

$$P = V \cdot \gamma_c$$

$$\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$M_t = k \cdot E$$

$$M_t = 0,206 \times 7049$$

$$k = 0,206 \text{ (ver fig. blocos de ancoragem)}$$

$$M_t = 1452 \text{ kg.m}$$

$$M_e = \frac{c}{2} P$$

$$M_e = \frac{c}{2} cV\gamma_c$$

$$2 \times 1,5 M_t = c \cdot V \cdot \gamma_c$$

$$c \cdot V = \frac{2 \times 1,5 \times 1452}{2400}$$

$$c \cdot V = 1,815 \quad \text{faz} \quad c=1,2$$

$$V = 1,51 \text{ m}^3$$

$$V = a \times c \times h$$

$$h = \frac{V}{ac} \quad \text{faz} \quad a=1,2$$

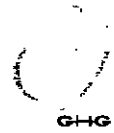
$$h = \frac{1,51}{(1,2)^2}$$

$$h = 1,04 \text{ m}$$

Levando em conta o peso do reaterro (W) sobre o bloco faz-se $h = 0,60 \text{ m}$, então:

Peso do bloco (P)

$$P = 1,2 \times 1,2 \times 0,6 \times 2400$$



$$P = 2073 \text{ kg}$$

Peso do reaterro (W)

$$W = 1,2 \times 1,2 \times 0,60 \times 1800$$

$$\gamma_s = 1800 \text{ kg/m}^3$$

$$W = 1555 \text{ kg}$$

Verificação da estabilidade quanto ao tombamento

$$ME = \frac{c}{2}(P + W)$$

$$ME = 0,6 \times 3628$$

$$ME = 2176,8 \text{ kg.m}$$

$$\frac{ME}{Mt} = \frac{2176,8}{1452}$$

$$\frac{ME}{Mt} = 1,499 \cong 1,50 \quad \text{logo, estável}$$

Resistência (F) do solo imposta à face vertical do bloco.

$$\text{Área de contato(A): } (120 \times 60) \text{ cm} = 7200 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = 1,0 \text{ kg/cm}^2$$

$$F = \sigma \Delta$$

$$F = 1,0 \text{ kg/cm}^2 \times 7200 \text{ cm}^2$$

$$F = 7200 \text{ kg}$$

$$F > E \quad \text{logo, estável}$$

Curva de 45°

Empuxo (E)

$$E = k.p.A$$

$$k = 0,766$$

$$E = 0,766 \times 10 \times 498,5$$

$$p = 10 \text{ kg/m}^2$$

$$A = 498,5 \text{ m}^2$$

$$E = 3818 \text{ kg}$$

069



Dimensões do Bloco

$$P = V \cdot \gamma_c$$

$$\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$M_t = \lambda \cdot E$$

$$k = 0,206 \text{ (Ver fig.: Blocos de Ancoragem)}$$

$$M_t = 0,206 \times 3818$$

$$M_t = 786 \text{ kg.m}$$

$$M_e = \frac{c}{2} P$$

$$M_e = \frac{c}{2} cV\gamma_c$$

$$2 \times 1,5 M_t = c \cdot V \cdot \gamma_c$$

$$c \cdot V = \frac{2 \times 1,5 \times 786}{2400}$$

$$c \cdot V = 0,98 \quad \text{faz} \quad c=1,0; \text{ vem}$$

$$V = 0,98 \text{ m}^3$$

$$V = a \times c \times h \quad \text{faz} = a = 1,0$$

$$h = \frac{V}{a \cdot c}$$

$$h = 1,0 \text{ m}$$

Considerando um reaterro de 0,70 m, vem:

Peso do bloco (P)

$$P = 1,0 \times 1,0 \times 0,5 \times 2400$$

$$P = 1200 \text{ kg}$$

Peso do reaterro

$$p = 1,0 \times 1,0 \times 0,70 \times 1800$$

$$\gamma_c = 1800 \text{ kg/m}^3$$

$$p = 1260 \text{ kg}$$

Estabilidade quanto ao tombamento

$$ME = \frac{c}{2}(P + W)$$

$$ME = 0,5 \times 2460$$

$$ME = 1230$$

$$\frac{ME}{Mt} = \frac{1230}{786}$$

$$\frac{ME}{Mt} = 1,56 \quad \text{logo, estável}$$

Resistência (F) do solo sobre a face vertical do bloco.

$$\text{Área de contato: } (50 \times 100) \text{ cm} = 5000 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = 1,0 \text{ kg/cm}^2$$

$$F = \sigma \Delta$$

$$F = 1,0 \text{ kg/cm}^2 \times 5000 \text{ cm}^2$$

$$F = 5000 \text{ kg}$$

$$F > E \quad \text{logo, estável}$$

Ancoragem da adutora nos trechos sujeitos à sub-pressão:

Encamisamento: bloco de concreto simples de seção retangular.

1) Sub-pressão a 1,20 m de profundidade

$$hs = 1000 \text{ kg/m}^3 \times 1,20 \text{ m}$$

$$hs = 1200 \text{ kg/m}^2$$

2) Empuxo por metro linear (F)

a) Área sujeita à sub-pressão (A)

tendo: largura da base: 0,376 m



$$A = 0,376 \text{ m}^2 \times 1,0 \text{ m} = 0,376 \text{ m}^2$$

b) Empuxo (F)

$$F = 0,376 \text{ m}^2 \times 1200 \text{ kg/m}^2$$

$$F = 451,2 \text{ kg}$$

3) Determinação da altura do bloco (h)

Peso do tubo, vazio (P_1)

$$P_1 = 19,53 \text{ kg/m}$$

Peso do bloco (P_2)

$$P_2 = \gamma_c V$$

$$P_2 = \gamma_c \Delta h - \gamma_c \pi \frac{D^2}{4} h$$

$$F = P_1 + P_2$$

$$F = P_1 + \gamma_c h \left(A - \pi \frac{D^2}{4} \right)$$

$$h = \frac{F - P_1}{\gamma_c \left(\Delta - \pi \frac{D^2}{4} \right)}$$

$$h = \frac{451,2 - 19,53}{2400 \left(0,376 - \pi \frac{0,326^2}{4} \right)}$$

$$h = 0,61$$

$\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$ peso específico do concreto

000072



12. PROJETO ELÉTRICO

12. PROJETO ELÉTRICO

12.1. CONSIDERAÇÕES

Esta memória de cálculo visa dimensionar a subestação e equipamentos elétricos destinados à captação e estação elevatória e de tratamento d'água do projeto da Adutora do município de Fortim sede municipal e comunidades ao longo de seu percurso.

A subestação transformadora, classe 15KV, será do tipo aérea e ao tempo, instalada em poste de concreto armado, padrão COELCE. Esta subestação estará ligada ao sistema de fornecimento de energia primária em 13,8 kv, através de linha de distribuição rural e fornecerá aos motores das bombas tensão 380v trifásica.

Os motores elétricos serão acionados por chaves de comando automático com partida direta para os motores até 5,0 cv e partida auto-compensada para os motores de 10, 12,5, 25 cv e 30 cv, instalados na casa de bombas.

As chaves de comando também protegerão os motores contra sobrecarga, curto circuito e falta de fase, além do controle de nível de água, desligando os motores no caso do nível mínimo ser atingindo.

As chaves de comando e proteção dos motores serão instalados em quadros de chapa metálica de aço de espessura mínima de 2,0 mm (14 VSG), estrutura auto portante; garantindo sua estabilidade e segurança de terceiros, bem como, perfeita fixação dos equipamentos e materiais utilizados na confecção destes quadros, respeitando-se o que prescrevem as NORMAS ABNT NBR-5414, NBR-6808 e NBR-6146. Os quadros metálicos deverão ter grau de proteção mínimo IP-54 (NBR 6146).

Os motores elétricos serão do tipo totalmente fechado (NBR 7094 e 5432) e terão grau de proteção mínima (P-54).

Suas carcaças serão devidamente aterradas com cabo de cobre nú e hastes de terra cobreadas.

12.2. POTÊNCIA DA SUBESTAÇÃO

12.2.1. Captação

A carga instalada prevista para casa de bombas será de (02) dois motores elétricos de 30 cv cada sendo (01) um efetivo e (01) um de reserva.

12.2.2. Características dos motores

- Potência nominal -	30 CV
- Tensão nominal	380 CV
- Corrente nominal	45 A
- Fator de potência	0,93
- Rendimento	0,83
- Rotação (rpm)	3500
- Unidades	1E, 1R

12.2.3. Potência nominal da subestação

$$P_{se} = \frac{30 \times 0,736}{(0,93 \times 0,83)}$$

$$P_{se} = 28,60 \text{ KVA}$$

000075



Será instalada uma subestação – tipo poste de 30 KVA/380/220 V – padrão COELCE.

- Condutores secundários

$$I_s = \frac{30}{\sqrt{3} \times 0,38} = 45,58 \text{ A}$$

Sfase: 3 x 10 mm² (1 condutor para fase - PVC-750 V)

Sneutro: 1 x 25 mm² (1 condutor neutro - PVC-750 V)

- Proteção primária:

$$I_p = \frac{30}{\sqrt{3} \times 13,8} = 1,25 \text{ A}$$

Será instalada chave fusível – 15 kv – 5 KA – 100 A com elo fusível de 5 A (5H).

- Proteção secundária:

$$I_s = \frac{30}{\sqrt{3} \times 0,38} = 45,58 \text{ A}$$

Será instalado disjuntor geral trifásico de 380 V,5 – KA, 150 A

- Corrente de curto circuito no secundário do transformador de 75 KVA, para impedância de 3,5 %:

$$I_k = \frac{46}{3,5} = 100 = 1\ 314,00 \text{ A}$$

12.2.4. Estação de Olho d'Água

A carga instalada prevista para casa de bombas será de (03) três motores elétricos de 25 cv cada sendo (02) dois efetivos e (01) um de reserva.

12.2.5. Características dos motores

- Potência nominal -	25 CV
- Tensão nominal	380 CV
- Corrente nominal	37 A
- Fator de potência	0,93
- Rendimento	0,83
- Rotação (rpm)	3500
- Unidades	1E, 1R

12.2.6. Potência nominal da subestação

$$P_{se} = \frac{25 \times 0,736}{(0,93 \times 0,83)} \times 2$$

$$P_{se} = 47,6746 \text{ KVA}$$

Será instalada uma subestação – tipo poste de 75 KVA/380/220 V – padrão COELCE.

- Condutores secundários

$$I_s = \frac{114}{\sqrt{3} \times 0,38} = 114 \text{ A}$$

000077

Sfase: 3 x 50 mm² (1 condutor para fase - PVC-750 V)

Sneutro: 1 x 25 mm² (1 condutor neutro - PVC-750 V)

- Proteção primária:

$$I_p = \frac{75}{\sqrt{3} \times 13,8} = 3,14 \text{ A}$$

Será instalada chave fusível – 15 kv – 5 KA – 100 A com elo fusível de 2 A (5H).

- Proteção secundária:

$$I_s = \frac{75}{\sqrt{3} \times 0,38} = 114 \text{ A}$$

Será instalado disjuntor geral trifásico de 380 V,5 – KA, 150 A

- Corrente de curto circuito no secundário do transformador de 75 KVA, para impedância de 3,5 %:

$$I_k = \frac{114}{3,5} \times 100 = 3\ 257 \text{ A}$$

12.3. MOTORES ELÉTRICOS

Dimensionamento de condutores, proteção e acionamento.

Motor 25 CV: (para recalque adutora Olho d'Água):

- corrente: 37 A



condutores: Sfase = $3 \times 10 \text{ mm}^2$ (1 condutor para fase - PVC-750V)
em eletroduto de $\phi 1''$ (25 mm).

proteção: Curto circuito:
- fusível tipo NH – 80 A – 500 V

Sobre carga:

- relé bimetálico de sobre-carga com faixa de
regulagem; 32 – 50 A; ajuste: 37 A

Acionamento: chave automática auto-compensada para motor 25 CV –
380 V – taps: 65/80%.

Motor 12,5 CV: (para recalque da ETA - filtros):
- corrente: 20 A

condutores: 20 A Sfase = $3 \times 4 \text{ mm}^2$ (1 condutor para fase – PVC –
750 V) em eletroduto de $\phi 3/4''$ (19 mm).

proteção: Curto circuito:
- fusível tipo: DIAZED - 50 A – 500 V

Sobre carga:

- relé bimetálico de sobre-carga com faixa de
regulagem; 16 – 25 A; ajuste: 20 A

Acionamento: chave automática auto-compensada para motor
12,5 CV – 380 CV – taps: 65/80%.

Motor 30 CV: (para recalque da captação flutuante):
- corrente: 45 A

condutores: - pela ampacidade:

Sfase: $3 \times 2,5 \text{ mm}^2$ (1 condutor para fase - PVC - 750 V)
- pela queda de tensão:



$$S_c = \frac{173 \times \rho \times L \times I \times FP}{V \times (\Delta V\%)} = \text{onde} \quad \rightarrow \quad \begin{array}{l} FP = 0,85 \\ \rho = 1/56 \text{ para cabo de cobre} \\ \Delta V\% = 4\% \\ L = 100 \text{ m} \\ I = 45 \text{ A} \\ V = 380 \text{ V} \end{array}$$
$$S_c = \frac{173 \times 1/56 \times 100 \times 45 \times 0,85}{380 \times 4} = \text{onde}$$
$$S_c = 7,77 \text{ mm}^2 < 10 \text{ mm}^2$$

A bitola do condutor para a acionamento do motor 30 CV será ϕ a de maior seção: 10 mm², eletroduto de ϕ 1 1/2" (37 mm)

Proteção: curto – circuito:

- fusível tipo DIAZED: 50 – 500 V

Sobre carga:

Relé bimetálico de sobre-carga com faixa de regulação: 35-50 A; ajuste: 45 A.

Acionamento: chave automática auto-compensada para motor 30 CV - 380 V – taps: 65/80%.

Motor 10 CV: (para recalque reservatório elevado):

- corrente: 16 A

condutores: Sfase = 3 x 2,5 mm² (1 condutor para fase – PVC – 750 V) em eletroduto de ϕ 3/4" (19 mm).

proteção: Curto circuito:

- fusível tipo DIAZED - 35 A – 500 V

000080



GHG

Sobre carga:

- relé bimetálico de sobre-carga com faixa de regulagem; 10 - 16 A; ajuste: 16 A

Acionamento: chave automática auto-compensada – para motor 10 CV – 380V, taps 65/80%.

Nota: O motor reserva em nenhuma hipótese deverá operar simultaneamente com o motor efetivo em operação.



13. RESERVATÓRIO DE COMPENSAÇÃO DE OLHO D'ÁGUA

13. RESERVATÓRIO DE COMPENSAÇÃO DE OLHO D'ÁGUA

O acréscimo de vazão em decorrência da redução da diferença de nível entre o flutuante e o nível d'água máximo no interior da torre piezométrica, à proporção que o nível d'água no reservatório de Amarelas ascende da cota 12 (nível mínimo de operação do reservatório) no sentido da cota 20,1 (soleira do sangradouro), acarreta* uma diferença de volume, à maior, à altura da Estação de Olho d'Água, onde duas unidades de bombeamento aduzem uma vazão de 41,202 l/s no trecho final da Adutora.

Torna-se então necessária a existência de um reservatório de compensação nesse local, cujo dimensionamento se efetua a seguir após a enunciação dos critérios adotados.

À falta de um balanço hídrico para operação do reservatório, admitiu-se um plano médio de operação deste, para operação da adutora, tendo como ponto de partida o volume afluente médio anual, determinado no Estudo Hidrológico para dimensionamento da barragem.

A partir desse ponto, foi desenvolvida a marcha de cálculo seguinte, até a obtenção da capacidade de acumulação do reservatório de compensação:

- a) Volume afluente médio anual: 27.595.000 m³
- b) Coeficiente de variação dos deflúvios: 1,17**
- c) Volume médio anual adotado: $1,17 \times 27,595 \times 10^3 = 32.286.150 \text{ m}^3$
- d) Cota correspondente ao volume indicado em "c": 18,40 m
- e) A interação das condições de operação entre os trechos I e II da adutora, isto é, à montante e à jusante da torre piezométrica, aponta para uma vazão média de 45,10 l/s, estando o flutuante sobre o plano d'água de cota 18,4 m, como se verifica em continuação.

* Aumento da velocidade do fluxo, aumento da perda de carga por atrito e aumento da cota piezométrica em razão das condições de jusante

** Tomado como coeficiente de majoração do volume afluente



1) Cálculo das perdas de carga

Jusante:

Adutora, Trecho II (gravitativo)

Sub – trecho 1

$$hf = 10,60 \left(\frac{0,0451}{140} \right)^{85} (0,2998)^{-4 \cdot 87} 9960$$

$$hf = 12,969 \text{ m}$$

Sub – trecho 2

$$hf = 10,64 \left(\frac{0,043299}{140} \right)^{85} (0,2998)^{-4 \cdot 87} 1800$$

$$hf = 2,174 \text{ m}$$

Cota piezométrica na est. 84 (torre piezométrica), ditada pelas condições de jusante.

Carga mínima necessária à est. 570

(reservatório de sucção da estação de Olho d' água).....	2,207 m
Perda de carga na adutora	15,143
Cota TN (est. 84 m)	26,050
Cota piezométrica	43.400

Montante

Adutora: trecho I (recalque)

Equipamento de bombeamento

Perda de carga na sucção



Itens 1 a 3

$$hs_1 = 10,64 \left(\frac{0,0451}{100} \right)^{1,85} (0,256)^{-4,87} 70,30$$

$$hs_1 = 0,40 \text{ m}$$

Item 4

$$hs_2 = 10,64 \left(\frac{0,0451}{100} \right)^{1,85} (0,1574)^{-4,87} 3,50$$

$$hs_2 = 0,21 \text{ m}$$

Item 5

$$hs_3 = 10,64 \left(\frac{0,0451}{100} \right)^{1,85} (0,1058)^{-4,87} 1,60$$

$$hs_3 = 0,67 \text{ m}$$

$$Hs = hs_1 + hs_2 + hs_3$$

$$Hs = 1,28 \text{ m}$$

Perda de carga no barrilete

Item 06

$$hb_1 = 10,64 \left(\frac{0,0451}{100} \right)^{1,85} (0,1058)^{-4,87} 1,8$$

$$hb_1 = 0,75 \text{ m}$$

Itens 7 a 16

$$hb_2 = 10,64 \left(\frac{0,0451}{100} \right)^{1,85} (0,1574)^{-4,87} 18,1$$

$$hb_2 = 1,10 \text{ m}$$

Item 17

$$hb_3 = 10,64 \left(\frac{0,0451}{100} \right)^{1,85} (0,2604)^{-4,87} 1,80$$

$$hb_3 = 0,011 \text{ m}$$

$$H_s = hb_1 + hb_2 + hb_3$$

$$H_s = 1,86 \text{ m}$$

Sub – trecho 1 (tubulação PEAD)

$$hfa_1 = 10,60 \left(\frac{0,0451}{140} \right)^{1,85} (0,2044)^{-4,87} 60$$

$$hfa_1 = 0,55 \text{ m}$$

Sub – trecho 2 (tubulação PCV)

$$hfa_2 = 10,64 \left(\frac{0,0451}{140} \right)^{1,85} (0,252)^{-4,87} 60$$

$$hfa_2 = 1,69 \text{ m}$$

Perda de carga na tubulação de subida da TP (hff)

Tubulação

$$hff = 10,64 \left(\frac{0,0451}{100} \right)^{1,85} (0,256)^{-4,87} 15$$

$$hff = 0,08 \text{ m}$$

Válvula borboleta (perda de carga)

$$Ah = K \cdot \frac{v^2}{2g}$$

$$K = 0,24$$



$$Ah = 0,24 \cdot \frac{(0,87)^2}{19,12}$$

$$Ah = 0,01 \text{ m}$$

$$V = \frac{4 \times 0,0451}{\pi(0,256)^2}$$

$$V = 0,87 \text{ m/s}$$

Curva 90° (2)

$$hf = 10,64 \left(\frac{0,0451}{100} \right)^{1,85} (0,256)^{-4,87} \cdot 8,2$$

$$hf = 0,047 \text{ m}$$

$$hff = 0,14 \text{ m}$$

Carga

Carga na est. 84 (TP)	17,35 m
Cota TN est. 84.....	2,605
Cota piezométrica	43,40

2) Altura Manométrica (Hman)

$$H_{man} = H_g + H_s + H_b + H_{fa_1} + H_{fa_2} + H_{ff} + H_{tp}$$

$$H_{man} = 7,65 + 1,28 + 1,86 + 0,55 + 1,69 + 0,14 + 17,35$$

$$H_{man} = 30,52 \text{ m}$$

3) Potência requerida no eixo da bomba, para o ponto de trabalho definido por
 $Q=0,0451 \text{ m}^3/\text{s}$; $H_{man} = 30,52 \text{ m}$

$$P_b = \frac{1000 \times 0,0451 \times 30,52}{75 \times 0,75}$$

$$P_b = 24,47$$

000087

Potência do motor (Pm)

$$P_m = 1,1P_b$$

$$P_m = 26,91\text{cv} \quad (\text{Ver curva da bomba})$$

Dimensionamento do Reservatório de Compensação

Definiu-se o consumo do ano de 2005 (6º ano de operação) que é de 27,6266 l/s, como consumo médio do período estudado (1999-2019), correspondendo a 64,24% do consumo no horizonte do projeto (43,0 l/s).

Então

$$\text{Vazão total} \quad 27,6266 \text{ l/s}$$

$$\text{Derivação para Tapuio} \quad 0,6383$$

$$\text{Derivação para Olho d'Água} \quad 0,7291$$

Demanda em 20 h

$$V_1 = 0,0276266 - (0,0006383 + 0,0007291) \times 72000$$

$$V_1 = 1893,4492 \text{ m}^3$$

$$\text{Vazão (Q)} = 0,0451 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tempo de operação da bomba do flutuante

$$t = \frac{V}{Q}$$

$$t = \frac{1893,4492}{0,0451} \quad t = 41984,4612\text{s}$$



Volume recalcado pela EB de Olho d'Água no tempo (t) determinado acima; vazão (Q) = 0,041202 m³/s

$$V_2 = 0,041202 \times 41984,4612$$

$$V_2 = 1729,84 \text{ m}^3$$

Volume teórico (V_{tc}) do reservatório de compensação

$$V_{tc} = V_1 - V_2$$

$$V_{tc} = 163,60 \text{ m}^3$$

Por razões econômicas, de espaço inclusive, propõe-se um reservatório de menor volume útil, V_c = 72,0 m³ (7,70 m x 5,25 m x 1,78 m)

Conclusão: O modo de resolução do problema permite visualizar que à medida que aumenta o desnível geométrico há uma diminuição do volume requerido para o reservatório de compensação, ocorrendo o inverso com a elevação do plano d'água do reservatório de Amarelas. A condição extrema ocorre com o plano d'água a cota 20,1 (soleira do sangradouro), no horizonte do Projeto, quando a compensação será feita contando com o volume do reservatório proposto e a paralisação da bomba do flutuante após 4 h e 45 min de operação simultânea com a estação de Olho d'Água (estando vazio^(*) o reservatório de compensação no início do bombeamento); paralisação esta seguida da operação da estação de Olho d'Água por 29 min, quando ao final desse tempo a bomba do flutuante deverá voltar a funcionar.

Estando o flutuante à cota 18,40 m, a paralisação da bomba do flutuante dar-se-ia após 7 h e 54 min de operação simultânea com as bombas de Olho d'Água, quando seria paralisada por 29 min, continuando em operação as bombas de Olho d'Água. Findos citados 29 min, as duas instalações estariam em operação simultânea novamente.

^(*) Na verdade o nível d'água estará a 0,60m acima da laje do fundo, pois abaixo deste nível acumular-se-a o volume d'água destinado ao chafariz de Olho d'Água



Para as situações previstas, ter-se-ia:

- Operação à cota 18,40 m

a) Diferença de vazão entre a vazão da bomba do flutuante (menos derivações para Tapuio e Olho d'Água) e estação de Olho d'Água.

$$Q_{dif} = 0,0451 - (0,0006383 + 0,0007291) - 0,041202$$

$$Q_{dif} = 0,0025306 \text{ m}^3/\text{s}$$

b) Tempo necessário para repleção do reservatório de compensação (t_r), com a vazão determinada em "a".

$$t_r = \frac{V}{Q_{dif}}, \quad t = \frac{72}{0,0025306}$$

$$t_r = 28.451,75 \text{ s}$$

$$t_r = 7 \text{ h } 54 \text{ min } 11 \text{ s}$$

c) Tempo do esvaziamento (t_e) do reservatório de compensação com a vazão retirada pela estação de Olho d'Água:

$$t_e = \frac{72}{0,041202}$$

$$t_e = 1747,48 \text{ s}$$

$$t_e = 29 \text{ min}$$

- Operação à cota 20,10 m

- a) Diferença de vazão entre a vazão da bomba do flutuante (menos derivações para Tapuio e Olho d'Água) e estação de Olho d'Água.

$$Q_{dif} (0,0472 - 0,001801) - 0,041202 = 0,004197 \text{ m}^3/\text{s}$$

- b) Tempo necessário para repleção do reservatório de compensação (t_r), com a vazão determinada em "a"

$$t_r = \frac{V}{Q_{dif}}, \quad t = \frac{72\text{m}^3}{0,004197\text{m}^3/\text{s}}$$

$$t_r = 17.155,11 \text{ s}$$

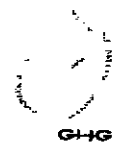
$$t_r = 4 \text{ h } 45 \text{ min } 55 \text{ s}$$

- c) Tempo de esvaziamento (t_e) do reservatório de compensação com a vazão retirada pela estação de Olho d'Água:

$$t_e = \frac{72}{0,041202}$$

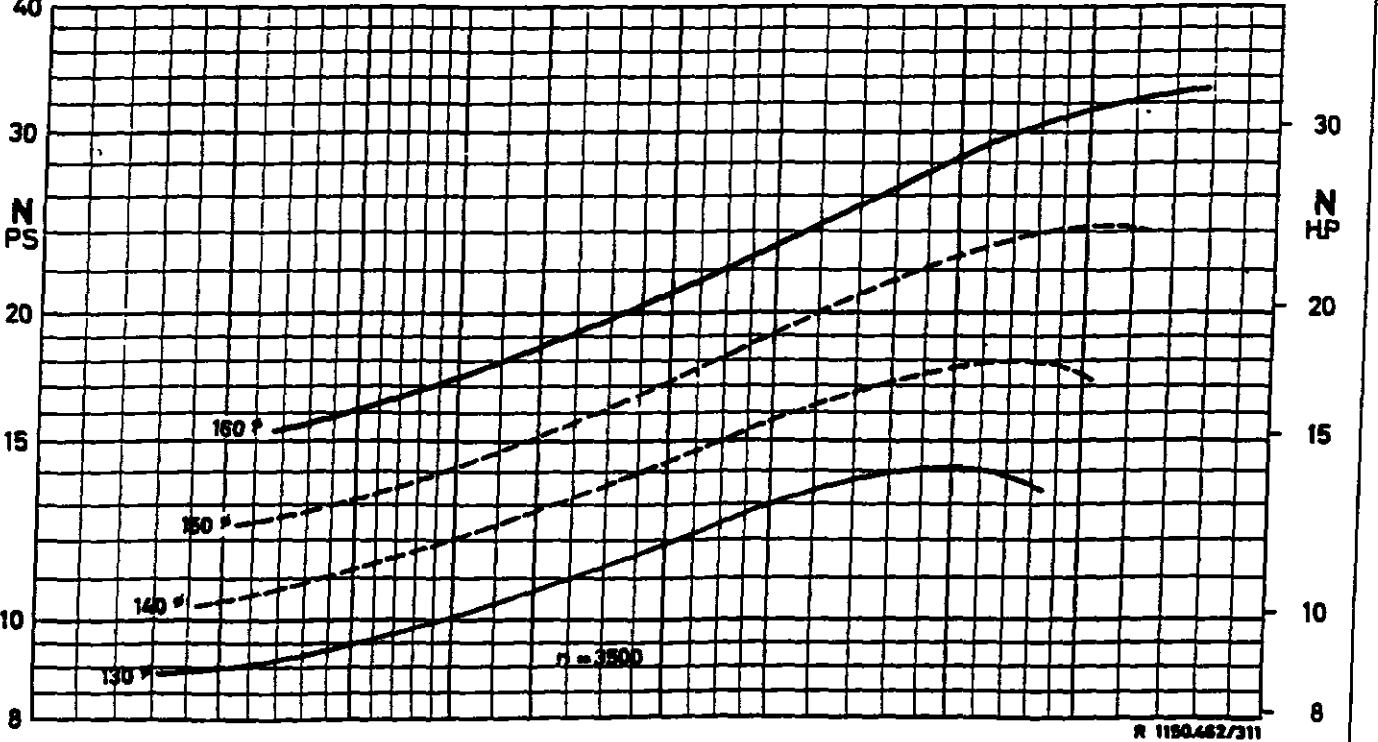
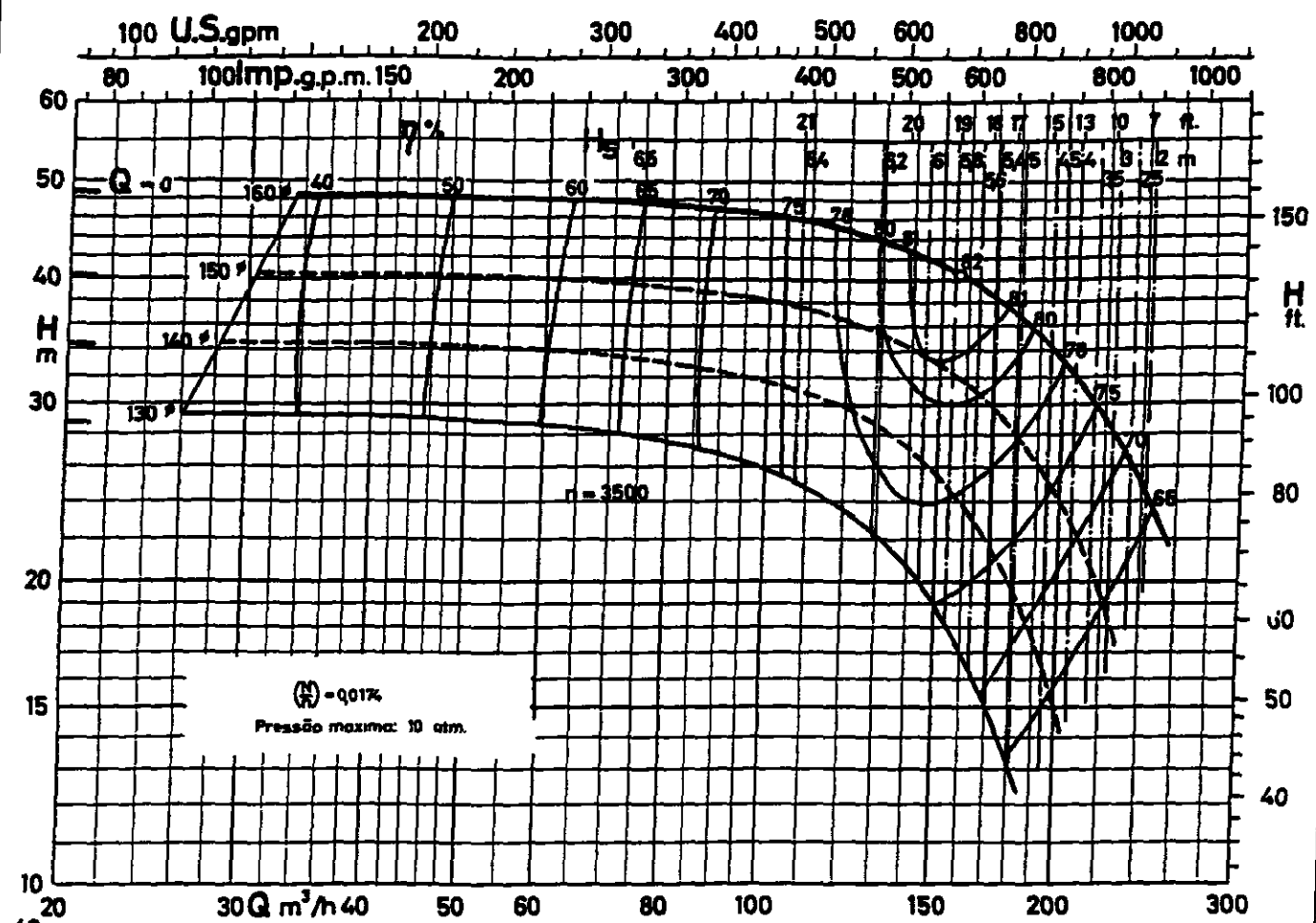
$$t_e = 1747,48 \text{ s}$$

$$t_e = 29 \text{ min } 7 \text{ s}$$



ANEXOS

000092



R 1180462/311

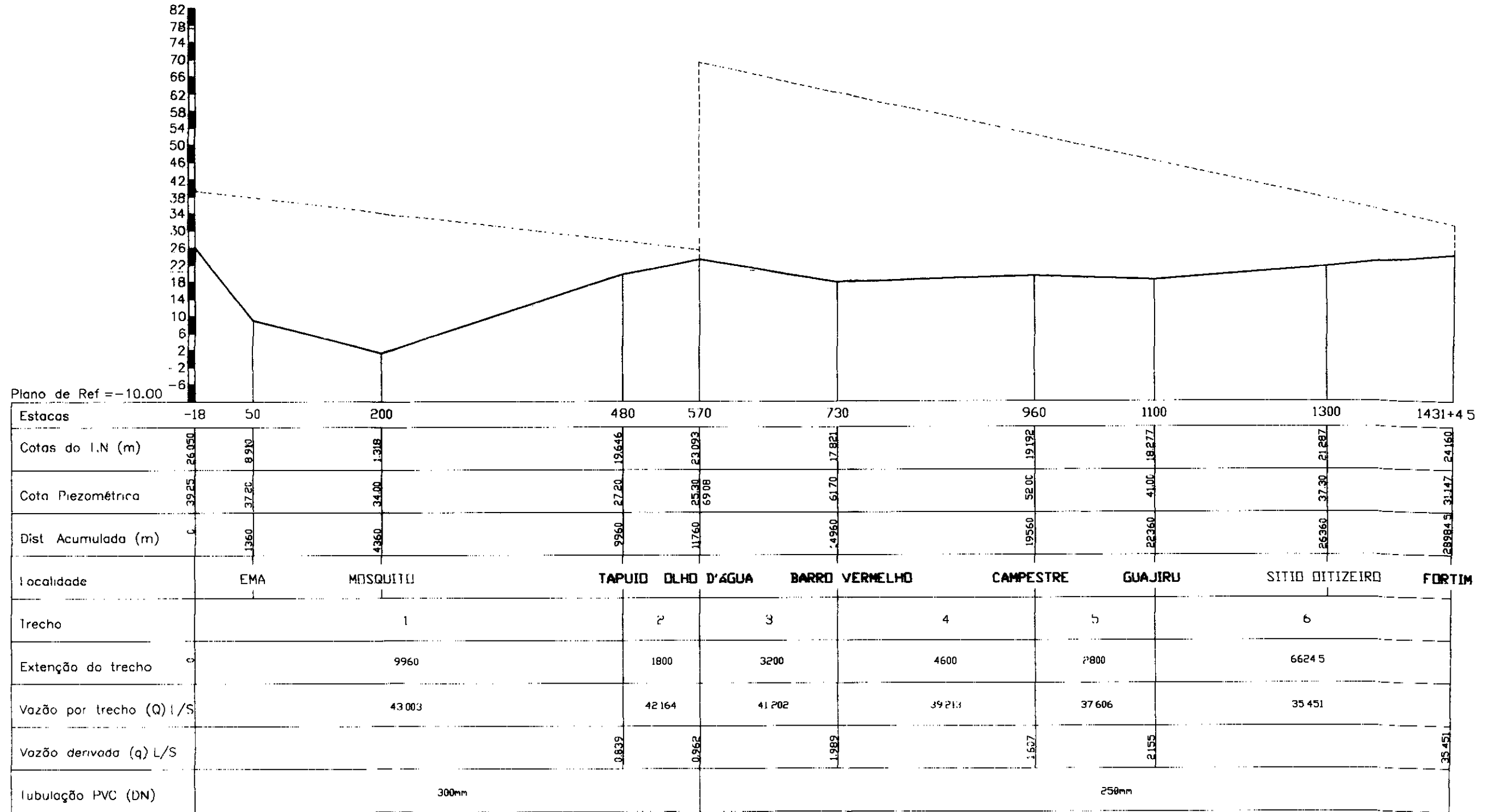
Dados para água $\gamma = 1$

Rotor	Largura	Z	M	D	rpm
max - min: 160-130 /	24 mm 3/8"	P44888C	P34558	32385	3500

Recomendar sempre as partes de
oplicação para a recepção efetiva

000093

BOMBA: FLUTUANTE



ADUTORA DE FORTIM PERFIL ESQUEMÁTICO

ESCALA H=1/100 000
V=1/1000

000094

LEGENDA ITRENO NATURAL COTA PIEZOMETRICA	NOTAS	DESCRIÇÕES DE REFERÊNCIA	REVISÕES				GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ SECRETARIA DOS RECURSOS HÍDRICOS - SRH	
			Nº DATA DA REVISÃO DATA APROVADO	DATA APROVADO	PROJETO ADUTORA DE FORTIM			
			PERFIL ESQUEMÁTICO		GOVERNADOR DO ESTADO DO CEARÁ SECRETÁRIO DE ESTADO SECRETARIA DOS RECURSOS HÍDRICOS		Nº DATA APROVADO	
			OBRAS DE ENGENHARIA LTDA.				Nº DATA APROVADO	