

Estudo e Dimensionamento Preliminar de uma Estação de Tratamento de Água para Pequenas Comunidades*

Engenheiro CARLOS A. RICHTER (**)
Engenheiro C. S. BALKOWSKI (**)

1 — INTRODUÇÃO

O abastecimento de água potável para pequenas cidades ou comunidades rurais a custos de implantação e operação razoáveis torna-se, constantemente, um empreendimento técnico e economicamente inviável e, não raras vezes, defronta-se com projetos nos quais, para a viabilização econômica, se propõe o aproveitamento de água de fontes cujas características físico-químicas e bacteriológicas se afastam bastante dos padrões de potabilidade. Sob este aspecto, a distribuição de água representa um perigo em potencial, na medida em que a segurança de tais mananciais se torna cada vez mais comprometida pelo acesso fácil tanto de pessoas como de animais à área de contribuição da bacia. Com essa invasão, e como é difícil delimitar "áreas de segurança", são cada vez mais raras as chamadas "fontes protegidas", conduzindo à alternativa

mais cara de perfuração de poços tubulares profundos.

A probabilidade de sucesso na obtenção de água subterrânea na quantidade necessária em determinados tipos de rocha é baixa e, diversas vezes, tem-se perfurado um elevado número de poços improdutivos, com conseqüente desperdício de recursos financeiros.

Visando ao fornecimento de água potável a pequenas comunidades situadas em terrenos geologicamente desfavoráveis, onde o sucesso na obtenção de água subterrânea de boa qualidade na quantidade necessária é incerto, propõe-se aqui o início de uma série de estudos e pesquisas para desenvolver o projeto de uma estação de tratamento de água, a preços competitivos com os poços tubulares profundos de igual capacidade.

A estação de tratamento de água atenderá, principalmente, povoações desprovidas de recursos materiais e carentes de mão-de-obra qualificada. Deverá, portanto, conter um mínimo de equipamento e ser de fácil operação, de modo a necessitar, apenas, de um controle eventual por um ope-

rador com uns poucos conhecimentos rudimentares de tratamento de água.

Neste trabalho serão demonstradas as possibilidades de realização deste intento e delineadas as características básicas do projeto, através de uma concepção inicial e de um dimensionamento preliminar, permitindo prever o seu comportamento e estimar os custos de implantação inicial.

2 — JUSTIFICATIVA TÉCNICA

2.1. — Esquema básico da ETA

A estação de tratamento de água será constituída, essencialmente, por floculador em pedras e um sedimentador de alta taxa, os quais serão seguidos por um filtro de meio duplo de areia e antracito. A lavagem do filtro será feita automaticamente, por sifonagem, quando a perda da carga atingir um valor predeterminado.

O esquema simplificado da Figura 1 mostra a concepção básica da estação de tratamento de água. Esse esquema, no que concerne ao automatismo da ETA, assemelha-se ao

(*) Trabalho apresentado ao 9.º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária, Belo Horizonte, julho de 1977.

(**) Engenheiros da Sanepar — Companhia de Saneamento do Paraná.

filtro sem válvulas introduzido há cerca de vinte anos por conhecida empresa industrial americana, porém diferencia-se extremamente dele no modo de executar a lavagem. No filtro industrial, quando o sifão é escurvado, a lavagem inicia-se abruptamente à velocidade máxima e, à medida que diminui a carga no reservatório de lavagem, situado em um compartimento sobreposto ao filtro, a velocidade ascensional cai proporcionalmente até um valor mínimo, ao se esgotar o reservatório de água de lavagem. Esta ação pode ser representada pelo trecho descendente, e só por este, na curva da Figura 5.

No sistema aqui proposto, a lavagem inicia-se lentamente, até atingir a velocidade ascensional máxima e, então, diminui gradativamente, seguindo a curva indicada na Figura 5.

2.2. — Princípio de funcionamento

A água "in natura" chega à ETA em uma caixa com nível constante 1 e daí, em um tubo vertical de descarga livre, passa ao floculador 3, imediatamente após a dispersão do coagulante no Venturi 2. Um tubo perfurado ("manyfold"), à entrada do floculador, distribui uniformemente a água nesta unidade. Depois de floculada, a água é conduzida ao sedimentador de alta taxa 4, de placas paralelas, passando em seguida ao filtro 5.

Ao iniciar-se a filtração, o efluente vai encher primeiro o reservatório de água de lavagem 6 e, somente quando for atingido o nível máximo neste (cota 0), é que o efluente passa ao canal de água filtrada 7, para ser distribuído. Neste instante, o nível de água se estabelece no filtro a uma cota $0 + h_i$, sendo h_i a perda de carga total inicial na filtração, aproximadamente igual a 40 cm. Como, no início da filtração, a turbidez do efluente é mais elevada, diminuindo sensivelmente nos primeiros minutos, utilizar esta água para a lavagem e encaminhar somente a posterior, de melhor qualidade, para a distribuição, representa uma das vantagens inerentes ao projeto.

À medida que prossegue a filtração, os poros do meio filtrante vão diminuindo de volume com o material retido e a perda de carga vai aumentando, até atingir o valor máximo h_f , correspondente à perda de carga final admissível, no momento em que o filtro deve ser lavado. Nes-

te intervalo, o nível de água no filtro subiu de $0 + h_i$ a $0 + h_f$, sendo, então, acionado o sifão principal 9 por meio de retirada do ar em seu interior pelo dispositivo auxiliar de escurva 8.

O nível de água no filtro vai, então, baixando e, sendo a sua área bastante inferior à do reservatório de lavagem, este abaixamento é bem mais rápido no filtro e praticamente insensível no reservatório, até ser atingido o nível de saída do sifão. A partir do momento em que o nível de água no filtro iguala o nível de água no reservatório de lavagem, começa a ser gerada carga para a lavagem a contracorrente, iniciando-se o fluxo do reservatório para o filtro em sentido contrário ao da filtração, passando pelo sifão para o esgoto.

A medida que desce o nível de água no filtro, aumenta gradualmente a velocidade de lavagem até o instante em que o nível de água no filtro se iguala ao da saída do sifão, quando a velocidade da água de lavagem é máxima.

O tempo de duração desta primeira fase de lavagem pode ser definido pela hidráulica do sistema, como é exemplificado na Figura 3.

Segue-se uma segunda fase de lavagem (Figura 4), na qual a velocidade de retrolavagem é lenta e gradualmente reduzida a um valor mínimo, com o abaixamento do nível de água no reservatório de lavagem. Este valor é ainda suficiente para manter todo o leito suspenso, o qual, quando subitamente é interrompida a operação de lavagem pela entrada de ar à pressão atmosférica na canalização 10, vai permitir a sua perfeita reestratificação.

Da mesma forma que a primeira fase, o tempo que dura esta segunda fase pode ser fixado pelo volume e pela forma do reservatório de água de lavagem e pelas demais condições hidráulicas de escoamento.

A evolução da velocidade de lavagem segue, portanto, uma curva como a da Figura 5, demonstrando que se pode, hidráulicamente, obter uma perfeita lavagem a contracorrente, sem atuação do operador.

A filtração é reiniciada no instante em que a sifonagem é quebrada pela entrada de ar à pressão atmosférica na canalização 10 e a duração de água de lavagem pode também ser fixada pela profundidade H da extremidade desta canalização no reservatório de lavagem.

2.3. — Descrição sucinta das diversas unidades

2.3.1. — Floculador

O floculador fará com o sedimentador um único corpo, com seção vertical triangular, em consequência de ser conveniente dimensioná-lo com gradientes de velocidade decrescentes. Isto se consegue, em um meio granular praticamente uniforme, pela diminuição da velocidade ascensional da água ocasionada pelo aumento da seção de escoamento. Dando-se inclinação de 60° às paredes laterais, evitam-se espaços inúteis, pois aquela é a inclinação das placas do sedimentador.

Os floculadores de pedras ou de meio granular têm grande potencialidade de uso em pequenas estações de tratamento, por serem de baixo custo.

A floculação em um meio granular pode ser representada pela equação

$$\frac{N}{N_0} = e^{-\gamma \Omega \bar{G} t}$$

onde N = partículas que não flocularam após o tempo de detenção nominal;

No = concentração de partículas que entram na câmara de floculação;

γ = fator de eficiência na colisão entre partículas, na coagulação;

\bar{G} = gradiente de velocidade médio;

t = tempo nominal de detenção.

A equação acima demonstra que a floculação em meio granular será mais eficiente quanto maior for o produto

$$\gamma \bar{G} t$$

Nas correntes superficiais naturais $\Omega \cong 10^{-1}$, e para a sua floculação, considera-se razoável um gradiente de velocidade médio da ordem de 40 s^{-1} .

A intuição nos sugere que o fator de eficiência na colisão γ deve ser bem maior em um meio granular do que, por exemplo, em um floculador hidráulico de chicanas, porque a passagem da água pelos poros possibilita, pelas constantes mudanças de direção das linhas de corrente, maiores oportunidades de colisão entre as partículas.

Por outro lado, evidências práticas, confirmando esta suposição, têm surgido através da análise de resultados verificados em clarificadores de contato de fluxo ascendente (filtros russos), onde tempos de detenção no

meio granular até inferiores a dez minutos têm produzido efluentes de excelente qualidade.

É possível, portanto, realizar-se, em tempo reduzido, uma boa floculação em um meio granular.

2.3.2. — Sedimentador

Será um sedimentador de fluxo laminar, de alta taxa, de placas paralelas inclinadas a 60° em relação à horizontal. Para aproveitar o efeito favorável dos lodos suspensos, a água floculada é levada a entrar no sedimentador pela zona de deposição de lodos, aumentando, assim, o rendimento das placas paralelas.

2.3.3. — Filtro

Será um filtro a gravidade, de leito misto de areia e antracito. O seu sistema de lavagem será a contracorrente por sifonagem.

A escorva do sifão principal poderá ser feita por um pequeno sifão auxiliar, como está exemplificado na Figura 6. Quando é atingida a perda de carga máxima, a água começa a escoar pela canalização de pequeno diâmetro BC. Esta canalização é dimensionada para uma vazão bem menor que a vazão afluente ao filtro, resultando uma linha piezométrica AC. A carga negativa, —Z, gerada por este fluxo, retira o ar do interior do sifão principal, pondo-o a funcionar. A partir desse instante, a operação de lavagem prossegue como já foi descrito anteriormente.

2.4. — Dimensionamento preliminar

2.4.1. — Capacidade

Os cálculos seguintes foram efetuados para uma capacidade de 150 m³/dia. Uma estação de tratamento com tal capacidade vai permitir o atendimento de uma população de mil habitantes à taxa de 150 l/hab. x dia.

2.4.2. — Floculador

Para um tempo de floculação (sem considerar a porosidade) de vinte minutos, o volume de floculador será

$$V = \frac{150 \times 20}{24 \times 60} = 2 \text{ m}^3$$

Este volume é igual ao do prisma desenhado ao lado, com a forma adotada para o floculador.

Para cálculo de gradiente de velocidade, será considerado como meio

granular um pedregulho com diâmetro de 1/4" (0,635 cm), 0,7 de coeficiente de esfericidade e 0,4 de porosidade.

— Volume efetivo:

$$0,4 \times 2,0 = 0,8 \text{ m}^3$$

— Velocidade média:

$$v = \frac{150 \times 100}{0,4 \times 1,2 \times 86.400} = 0,36 \text{ cm/s}$$

— Perda de carga média (fórmula de Rose)

$$h_f = 1,067 C_D \frac{L}{d} \frac{1}{(P_o)^f} \frac{v^2}{2g}$$

$$N_R = \frac{C_e \times d \times V}{\nu} = \frac{0,7 \times 0,635 \times 0,36}{0,01} = 16$$

$$C_D = \frac{24}{N_R} + \frac{3}{\sqrt{N_R}} + 0,34 = 2,6$$

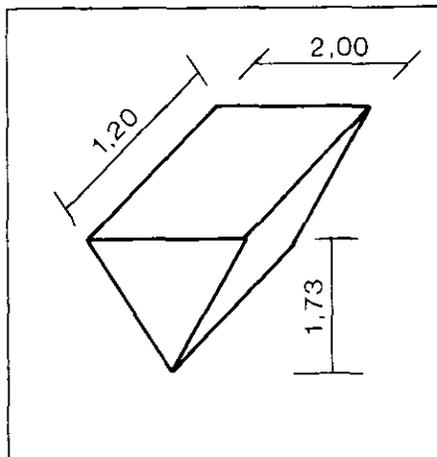
$$h_f = 1,067 \times 2,6 \frac{173}{0,635} \times \frac{1}{(0,4)^4} \times \frac{(0,36)^2}{980} = 4 \text{ cm}$$

O gradiente de velocidade médio será

$$G = \sqrt{\frac{\delta Q H}{\mu V}} = \sqrt{\frac{1.000 \times 150 \times 0,04}{0,0001 \times 86400 \times 0,8}} = 30 \text{ s}^{-1}$$

2.4.3. — Sedimentador

O sedimentador de alta taxa será constituído por placas paralelas de cimento amianto ou de madeira compensada para uso naval, com as dimensões de 1,20 m x 1,20 m cada chapa, espaçadas entre si, centro a centro, de 5 cm, resultando um espaçamento livre de 4,5 cm. Empre-



gando dezenove placas no decantador, a velocidade entre as placas será

$$V_o = \frac{150}{(19+1) \times 0,045 \times 1,20} = 139 \text{ m/dia} = 0,16 \text{ cm/s}$$

Número de Reynolds (a aproximadamente 20°C.):

$$N_R = \frac{4,5 \times 0,16}{0,01} = 72$$

Comprimento relativo total:

$$L_T = \frac{120}{4,5} = 26,27$$

Comprimento relativo da zona de turbulência:

$$L^1 = 0,058 N_R = 0,058 \times 72 = 4,18$$

Comprimento relativo útil:

$$L = 26,27 - 4,18 = 22,5$$

Velocidade crítica de sedimentação:

$$V_{Sc} = \frac{Sc V_o}{\sin \theta + L \cos \theta} = \frac{1 \times 0,16}{0,87 + 22,5 \times 0,5} = 0,013 \text{ cm/s}$$

correspondente a um decantador horizontal dimensionado à taxa de 11,4 m³/m² x dia.

2.4.4. — Filtros

Os filtros terão a forma circular em planta e foram dimensionados para a taxa de filtração de 260 m³/m² x dia, resultando uma área de 0,57 m² e um diâmetro de 0,85 m.

2.4.4.1. — Hidráulica da filtração

O material filtrante será constituído por uma camada de areia com 0,25 m de espessura, assente sob uma camada de pedregulho e uma camada de antracito com 0,40 m de espessura sobre a camada de areia.

Características da areia:

- tamanho efetivo 0,50 mm
- coeficiente de uniformidade 1,65
- porosidade (E) 0,40
- fator de forma σ_s 7,50

Características do antracito:

- tamanho efetivo (d) 0,95 mm
- coeficiente de uniformidade 1,30
- porosidade (E) 0,48
- fator de forma 8,00
- peso específico (γ) 1,48

Perdas de carga no leito filtrante

As perdas de carga serão calculadas pela fórmula de Camp (1964):

$$\frac{hf}{L} = K \frac{v}{g} \frac{(1-E)^2}{E^3} \frac{(\sigma_p)^2}{v (d_p)^2}$$

onde:

hf = perda de carga;

L = espessura da camada;

κ = coeficiente (=5);

v = coeficiente de viscosidade cinemática;

g = aceleração da gravidade;

E = porosidade;

v = velocidade de filtração;

σ_p = fator de forma da partícula;

d_p = diâmetro da partícula.

a) perda de carga na areia

Aplicando a fórmula de Camp, decorre

$$\frac{hf}{L} = 5 \times \frac{0,0113}{980} \times \frac{(1-0,4)^2}{(0,4)^3} \times \frac{264 \times 100}{86400} \times \frac{(7,5)^2}{d_p^2}$$

$$\text{ou : } \frac{hf}{L} = 0,006 \frac{1}{d_p^2}$$

Os cálculos da perda de carga em cada camada do leito estratificado encontram-se resumidos no quadro abaixo.

A perda de carga total na areia é, portanto, no início da filtração, de aproximadamente 30 cm.

b) Perda de carga no antracito

Como o coeficiente de uniformidade é baixo (1,3), tomou-se para o cálculo um diâmetro de 1,0 mm, próximo do tamanho efetivo.

$$hf = 40 \times 5 \times \frac{0,0113}{980} \times \frac{(1-0,48)^2}{(0,48)^3} \times \frac{26400}{86400} \times \frac{(8,0)^2}{(1,0)^2}$$

$$hf \cong 10,0 \text{ cm}$$

A perda de carga inicial total será, então, de aproximadamente 40 cm, no início da filtração.

2.4.4.2. — Hidráulica da lavagem

O reservatório de lavagem terá um volume de 2,7 m³, suficiente para uma duração de aproximadamente oito minutos, a uma velocidade ascensional constante de 0,60 m/min. Para não se ter uma variação muito acentuada da velocidade de lavagem, fixou-se a altura do re-

servatório em 0,40 m, resultando uma área de 6,8 m².

a) Perda de carga no sistema de drenagem

O sistema de drenagem foi dimensionado para dar uma perda de carga de 0,35 m à velocidade de 0,60 m/min, resultando as seguintes perdas de carga a diversas velocidades:

Velocidade de água de lavagem (cm/min)	Perda de Carga (cm)
10	1,0
20	4,1
30	9,2
40	16,5
50	25,6
60	37,0
70	50,0
80	65,7

b) Perda de carga no leito filtrante

Durante a lavagem será, aproximadamente, de:

— na areia	24 cm
— no antracito	11 cm
total	35 cm

c) Perda de carga na camada suporte

É de aproximadamente 3 cm para cada 30 cm/min de velocidade de água de lavagem.

d) Velocidade mínima de fluidificação

Na areia, pode-se aplicar a fórmula de Amirtharajah (1970):

$$v_f = \frac{0,00381 (d_{m,0})^{1,2} W_a (W_m - W_a)^{0,21}}{v^{0,55}}$$

Onde:

$$d_{m,0} = 1,65 \times 0,5 = 0,825 \text{ mm}$$

$$v = 1,13 \text{ centipoises (a } 15^\circ\text{C)}$$

$$W_a = 62,4 \text{ lb/ft}^3$$

$$W_m = 2,65 \times 62,4 \text{ lb/ft}^3$$

Aplicando-se a fórmula acima, resulta:

$$v_f = 9 \text{ gpm/ft}^2 \text{ ou}$$

$$v_f = 0,35 \text{ m/min}$$

Até este valor, a perda de carga cresce linearmente de 0 a 35 cm; a partir daí é constante.

Somando todas estas perdas de carga, calculadas para diversas vazões, resulta o gráfico da Figura 2, que, composto com as curvas abai-

xamento-tempo, permitirá o traçado da evolução da velocidade de lavagem.

e) Descarga dos filtros por sifonagem

1.ª fase — Abaixamento do nível de água no filtro do nível no reservatório de lavagem ao nível do vertedor de saída do sifão.

Tempo de descarga:

$$T = \frac{2 A}{C a \sqrt{2g}} \sqrt{H}$$

sendo:

A = área do filtro (0,57 m²)

H = carga d'água (1,0 m)

C = coef. de descarga (0,95)

a = área de saída do sifão

(0,000454 m², para uma canalização de 3")

$$T = \frac{2 \times 0,57}{0,95 \times 0,000454 \times 4,43} \times 1,0 = 60 \text{ s.}$$

Traça-se a curva de abaixamento do nível de água no filtro,

$$h = 1 - \left(\frac{t}{60}\right)^2$$

e, ao seu lado, a curva de perda de carga em função da velocidade de lavagem. Rebatendo-se os pontos correspondentes em um sistema cartesiano auxiliar, determina-se a curva que mostra a variação da velocidade de lavagem em função do tempo, resultando o gráfico da Figura 3.

2.ª fase — Abaixamento do nível de água no reservatório de água de lavagem.

Não se pode, aqui, traçar uma parábola (t, h) como anteriormente, porquanto a perda de carga é variável com o quadrado da velocidade e esta é variável com o nível de água no reservatório de água de lavagem.

Proceda-se então a uma determinação aritmética aproximada, resumida no primeiro quadro da página seguinte.

Com base nesses dados, traça-se o gráfico da Figura 4.

A Figura 5 resume os resultados das figuras 3 e 4, representação gráfica da variação da velocidade de lavagem, mostrando que esta pode ser perfeita, sem necessidade da atuação do operador, sem emprego de equipamentos mecânicos nem de válvulas ou comportas, determinada apenas pelas condições hidráulicas do sistema.

3. — JUSTIFICATIVA ECONÔMICA

Com base no dimensionamento preliminar, foram feitas estimativas de custo para módulos de 150 m³/dia e 450 m³/dia, sendo cada mó-

malha sup.	malha inf.	d _p (cm)	d _p ²	1/d _p	hf/L	X %	L (cm)	hf (cm)
14	16	0,130	0,017	59,173	0,355	2	0,50	0,178
16	18	0,110	0,012	82,645	0,496	18	4,50	2,231
18	20	0,092	0,008	118,147	0,706	18	4,50	3,190
20	25	0,078	0,006	164,366	0,986	18	4,50	4,438
25	30	0,065	0,004	236,686	1,420	18	4,50	6,391
30	35	0,055	0,003	330,579	1,983	16	4,00	7,934
35	40	0,046	0,002	472,590	2,836	10	2,50	7,089
					Σ	100	25,0	31,45

Carga (m)		Abaixamento Al (cm)	Velocidade (m/min)			Tempo (min)	
Inicial	Final		Inicial	Final	Média	Δ	Σ
1,00	0,95	5,0	0,700	0,665	0,68	0,89	0,89
0,95	0,90	5,0	0,665	0,635	0,65	0,94	1,83
0,90	0,85	5,0	0,635	0,600	0,62	0,99	2,82
0,85	0,80	5,0	0,600	0,565	0,58	1,05	3,87
0,80	0,75	5,0	0,565	0,530	0,55	1,11	4,98
0,75	0,70	5,0	0,530	0,495	0,51	1,19	6,17
0,70	0,65	5,0	0,495	0,455	0,48	1,28	7,45
0,65	0,60	5,0	0,455	0,415	0,44	1,40	8,85
0,60	0,55	5,0	0,415	0,375	0,40	1,54	10,39
0,55	0,50	5,0	0,375	0,330	0,35	1,73	12,12
0,50	0,45	5,0	0,330	0,290	0,31	1,97	14,09
0,45	0,40	5,0	0,290	0,210	0,25	2,44	16,53

Capacidade da ETA m ³ /dia	Composição de módulos	Custo			Custo p/ m ³ de Capac. diária		
		Cr\$	UPC	US	Cr\$ /m ³	UPC /m ³	US /m ³
150	1 x mod 150	100.000,	711,	10.000,	687,	4,7	67,
300	2 x mod 150	148.350,	1.022,	15.000,	495,	3,4	50,
300	1 x mod 300	134.450,	933,	13.400,	448,	3,1	45,
450	1 x mod 450	161.250,	1.111,	16.000,	358,	2,5	36,
600	2 x mod 300	193.500,	1.333,	19.400,	322,	2,2	32,
900	2 x mod 450	232.200,	1.600,	23.200,	258,	1,8	26,

dulo constituído por um conjunto floculador-sedimentador e um filtro, podendo ser feitos de chapa de aço ou de plástico reforçado com fibra de vidro. Poderão ser associados dois módulos de mesma capacidade, e assim, o projeto estará apto a atender desde as menores vilas até cidades com cerca de 5 mil habitantes, a um consumo "per capita" de 150 litros por dia, considerando um coeficiente para o dia de maior consumo igual a 1,2.

O quadro acima resume as estimativas de custo para as diversas capacidades projetadas.

No Paraná, está em execução um extenso programa de pesquisa de água subterrânea, tendo sido, até dezembro de 1975, perfurados 160 poços com uma profundidade média de 120 m e uma vazão média de cerca de 20 m³/h. A quantidade de poços perdidos (com vazão nula ou insuficiente) foi da ordem de 25%. Tais dados nos permitem estimar um custo mínimo por poço equipado (extração de água por conjunto motor-bomba verticais ou pelo sistema "air-lift") de aproximadamente 180 mil cruzeiros. Isto posto, para atender demandas de até 300 m³/dia, será necessário um poço a um custo de 180 mil cruzeiros; para uma demanda de 300 a 600 m³/dia, serão necessários de um a dois poços, a um custo de 180 mil a 360 mil cruzeiros e, finalmente, para atender uma demanda de 600 a 900 m³/dia, dois a três poços, a um custo de 360 mil a 540 mil cruzeiros.

Demonstra-se, assim, a possibilidade de viabilização através da cap-

tação de água superficial em muitas localidades, onde a obtenção econômica de água subterrânea é incerta.

4. — TRABALHOS POR REALIZAR

Teoricamente, já se demonstrou ser possível construir uma estação de tratamento de água, destinada principalmente às comunidades rurais. Torna-se necessário, em continuação, verificar experimentalmente os cálculos teóricos. Para isso, deverá ser desenvolvida uma pesquisa dividida em três partes:

a) provar o floculador;

b) provar a hidráulica do sistema de lavagem dos filtros;

c) construir um protótipo em uma vila ou pequena cidade e verificar o seu funcionamento no campo, sob as condições reais em que irá trabalhar.

a) Floculador

Nesta fase da pesquisa será estudada a sua eficiência para diversas granulometrias, tempos de floculação e gradientes de velocidade medidos por perda de carga, comparando os resultados com ensaios de "jar-test" sob as mesmas condições, através de curvas de velocidade de sedimentação — turbidez remanescente. Poderá também ser avaliado o fator de eficiência na colisão entre partículas.

b) Filtro

Deverá ser estudada em um filtro-piloto a hidráulica da filtração e da lavagem. Particular atenção deverá ser dada ao tempo de atuação do sifão a partir do momento em que a perda de carga na filtração atinja o seu valor máximo.

A velocidade da água de lavagem

também deverá ser medida de modo a observar a sua variação com o tempo de duração da lavagem.

c) Protótipo

No protótipo, serão levantados, principalmente, os seguintes dados:

— eficiência da floculação determinada por comparação entre amostras da água bruta, floculadas em prova de jarros, e amostras tomadas do floculador, a intervalos regulares;

— eficiência da sedimentação verificada pela redução de cor e turbidez, através da comparação de amostras tomadas à entrada e à saída do decantador:

— eficiência dos filtros determinada pela comparação entre a turbidez afluente e a turbidez efluente, cor e duração da corrida de filtração; deverá também ser medida a perda de carga a intervalos regulares.

5. — SUMÁRIO

a) Um dos problemas mais frequentemente encontrados no abastecimento de água para comunidades rurais é a falta de fontes de água sanitariamente seguras, em uma área adjacente em que o custo de captação e transporte seja economicamente viável. Neste caso, ter-se-á de utilizar mananciais superficiais mais próximos que, na maioria das vezes, necessitarão de tratamento para a sua clarificação e desinfecção.

b) Uma estação de tratamento de água destinada a essas comunidades terá de ser, obrigatoriamente, de baixo custo e de fácil operação.

c) Neste trabalho, procurou-se atender a estas condicionantes, lançando as bases de um projeto de uma estação de tratamento compacta, de operação automática por sistema hidráulico, com um mínimo de equipamentos.

d) A introdução de conceitos novos na clarificação da água, tal seja a floculação em meios granulares, somada à necessidade de confirmar experimentalmente e, eventualmente, proceder a correções ao sistema de lavagem dos filtros, exige a realização de estudos complementares em modelo reduzido, antes de se passar ao projeto definitivo.

e) Finalmente, de posse do projeto definitivo, seria de todo conveniente que se realizasse uma pesquisa em um protótipo, numa pequena localidade, sob as condições reais para as quais a estação é destinada, verificando, assim, se o projeto satisfaz plenamente ou não os seus objetivos básicos.

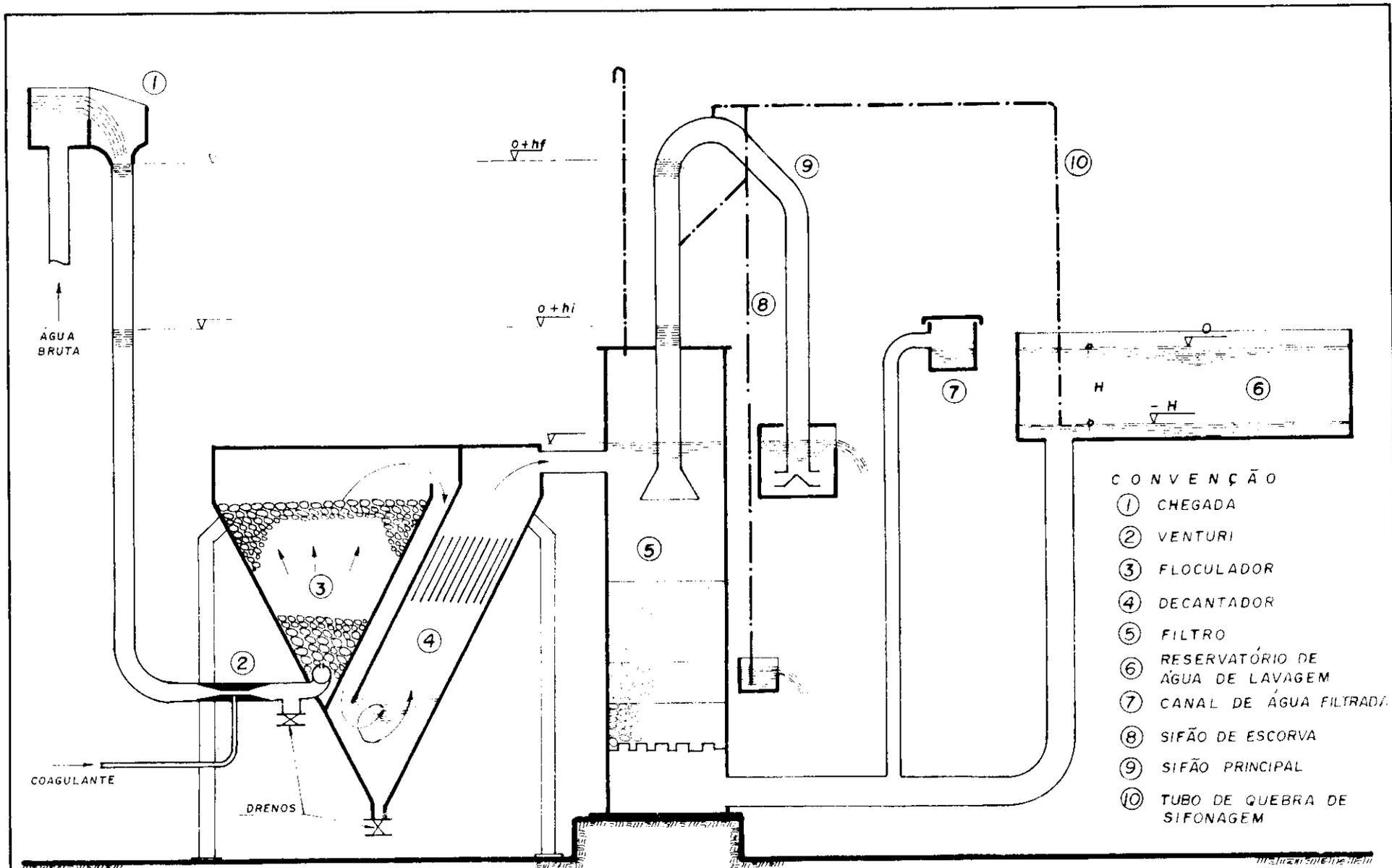


FIG. 1 ESQUEMA DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA.

LESENHO - R. 6 -

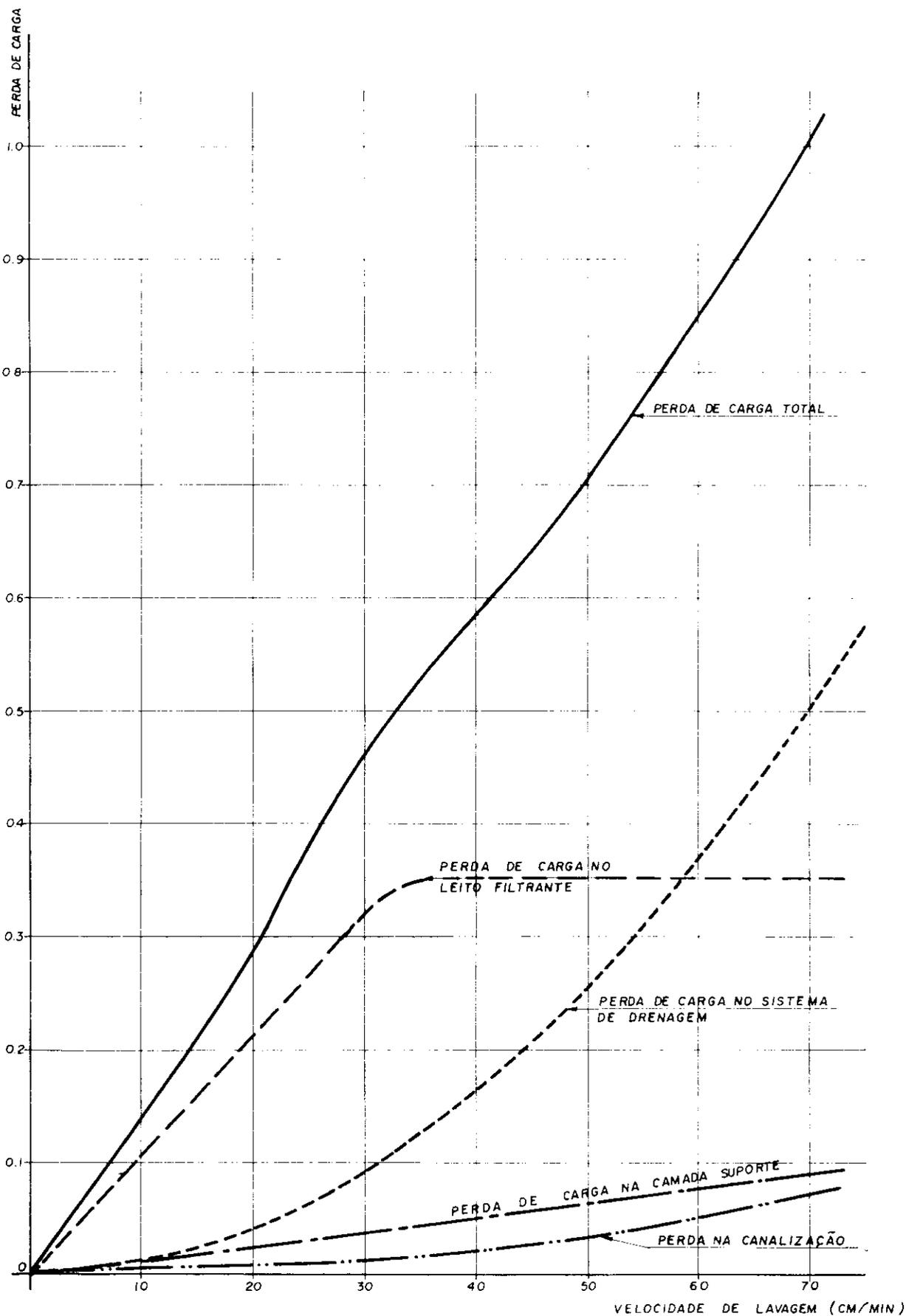


FIG. 2 - PERDA DE CARGA NA LAVAGEM DO FILTRO.

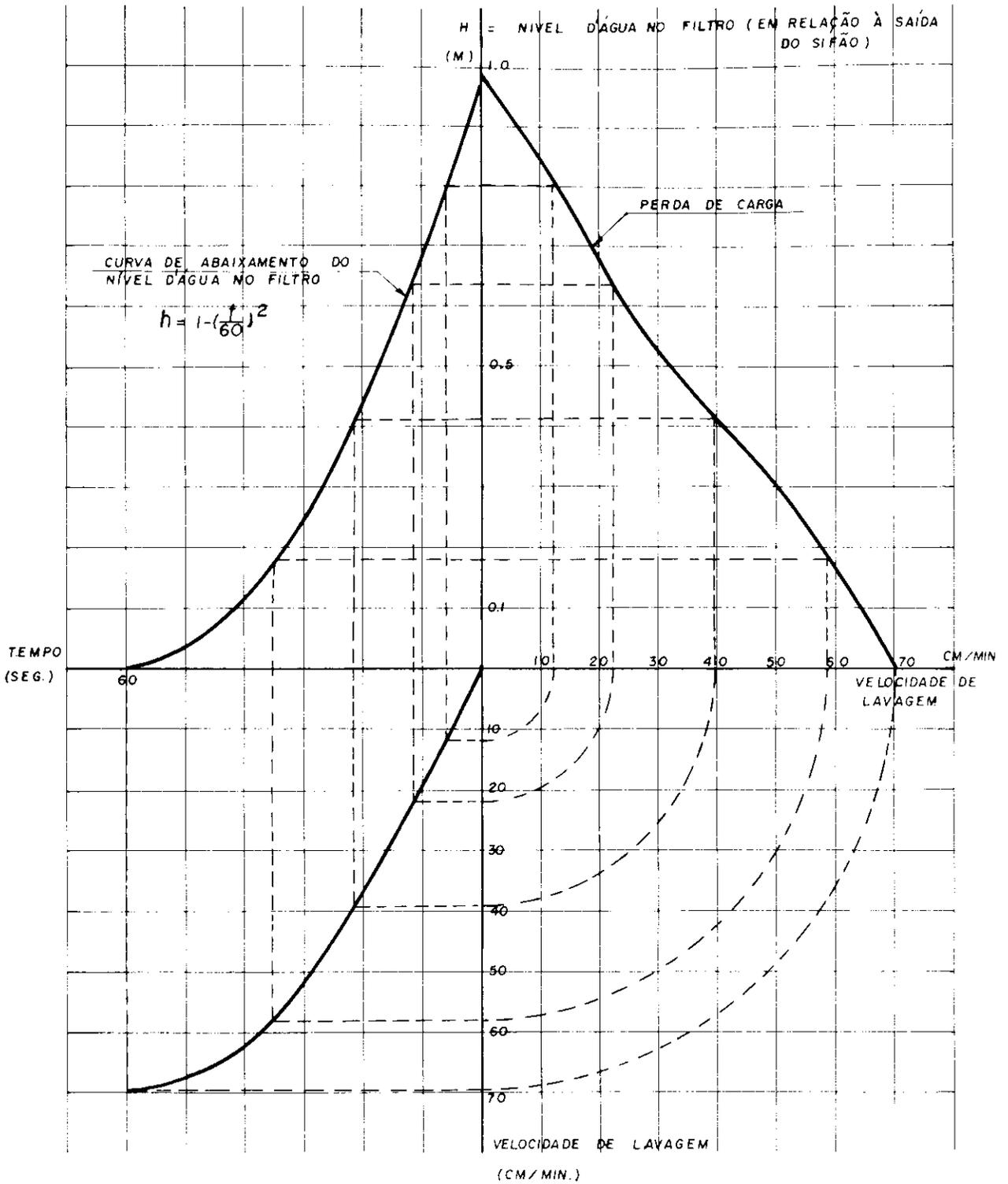


FIG. 3

1ª FASE DA LAVAGEM:- ABAIXAMENTO DO NÍVEL DE ÁGUA NO FILTRO.
AUMENTO GRADUAL DA VELOCIDADE DE LAVAGEM.

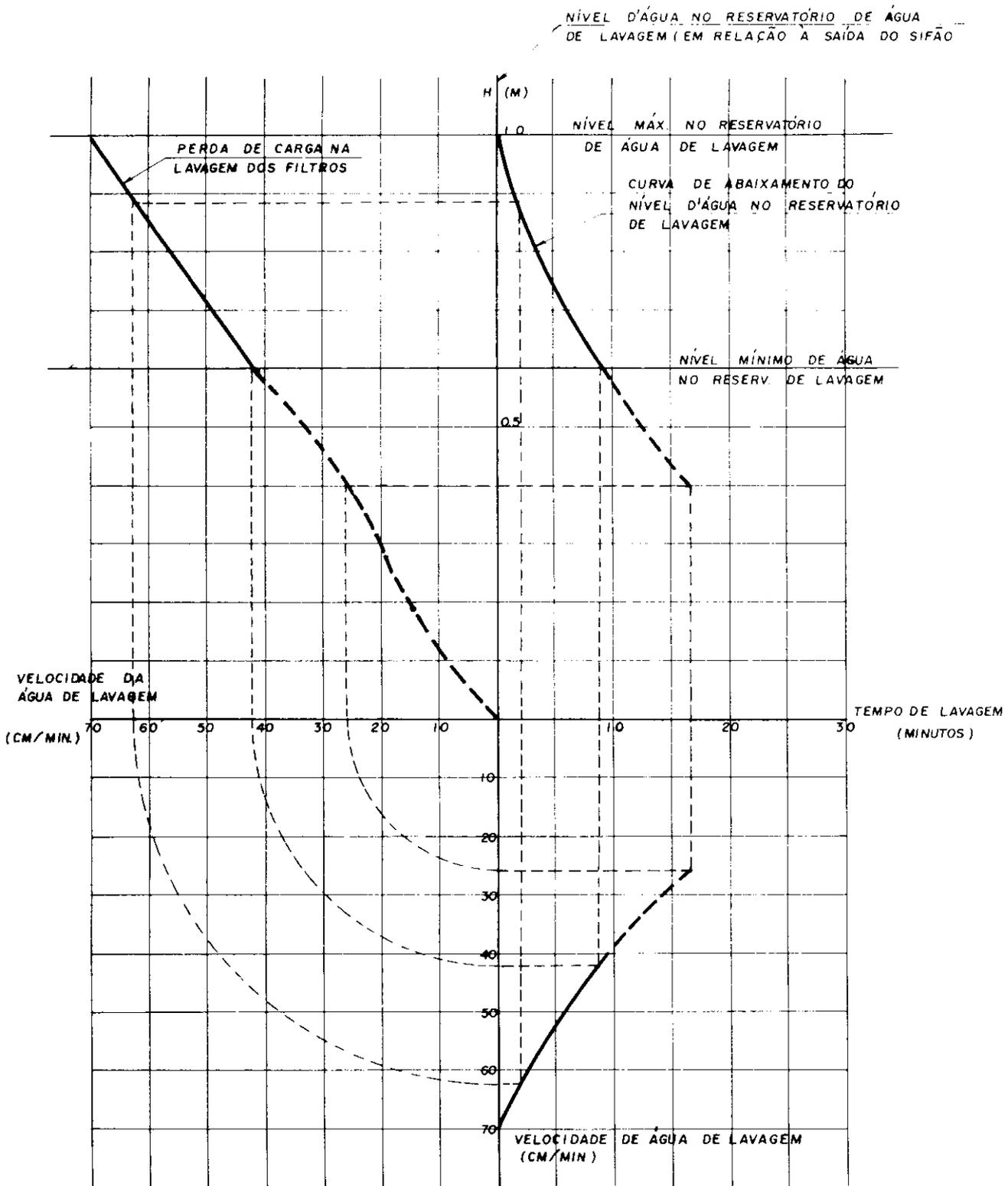
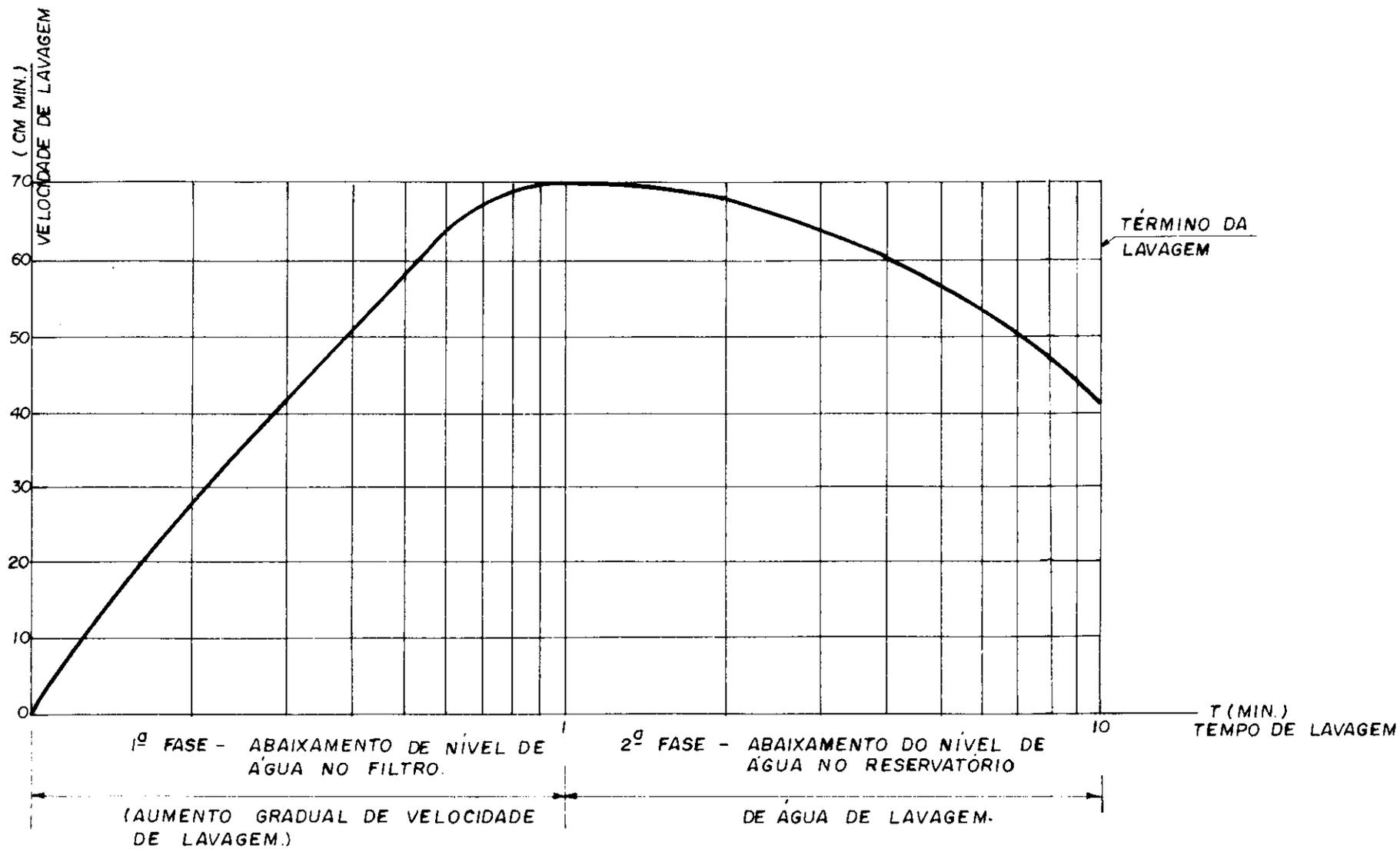
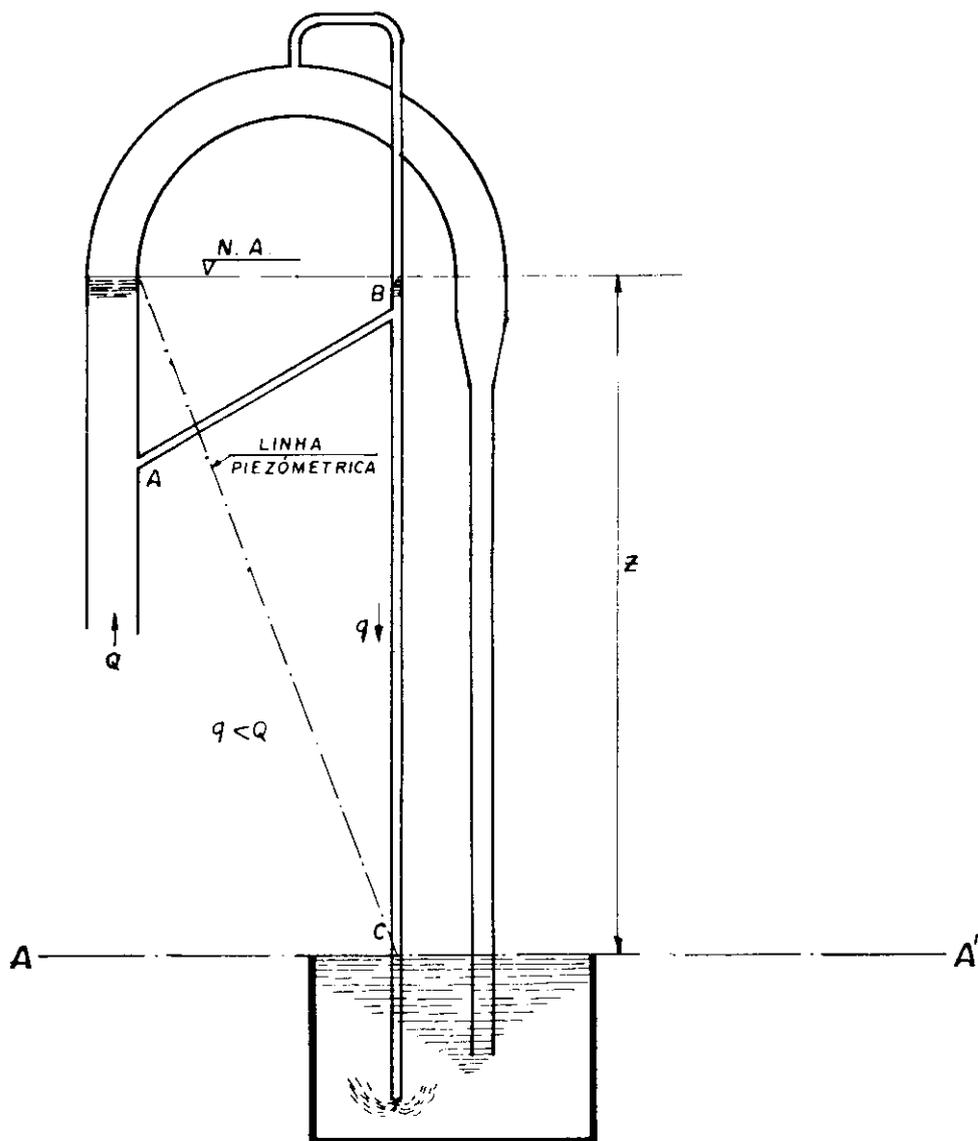


FIG. 4

2 FASE DA LAVAGEM:- ABAIXAMENTO DO NÍVEL D'ÁGUA NO RESERVATÓRIO DE ÁGUA DE LAVAGEM. DECRESCIMO LENTO E GRADUAL DA VELOCIDADE DE LAVAGEM

FIG. 5 - EVOLUÇÃO DA VELOCIDADE DE LAVAGEM.





EM RELAÇÃO AO PLANO A A', DESPREZADA A PERDA DE CARGA.

$$\frac{\cancel{V_B^2}}{2g} + \frac{P_B}{\gamma} + z = \frac{\cancel{V_C^2}}{2g} + 0 + 0$$

$$\frac{P_B}{\gamma} = -z$$

FIG. 6 - ESCORVA DO SIFÃO