



3. MEMORIAL DE CÁLCULO



3.1. ZONA RESIDENCIAL 1

3.1.1. VAZÕES DE PROJETO

$$Q_{\min} = K_3 \frac{C.P.q}{86.400} + L_c \cdot T_i$$

$$Q_{\text{med}} = \frac{C.P.q}{86.400} + L_c \cdot T_i$$

$$Q_{\text{máx}} = K_1 \cdot K_2 \cdot \frac{C.P.q}{86.400} + L_c \cdot T_i$$

onde:

Q = vazão (L/dia);

P = população (hab);

C = contribuição *per capita* (L/hab.dia);

K1 = coeficiente do dia de maior consumo = 1,2;

K2 = coeficiente da hora de maior consumo = 1,5;

K3 = coeficiente de menor consumo = 0,5;

C = coeficiente de retorno = 0,8;

q = contribuição per capita = 120 L/hab.dia;

Lc = comprimento dos coletores de rua (m); e,

Ti = taxa de infiltração da rede coletora = 0,0002 L/s.m.

De acordo com o Projeto, a população da Zona residencial 1 é estimada em 958 pessoas no ano 2007, 1.195 pessoas no ano 2017 e 1491 no ano 2027.

Vazão (2007)

As vazões máxima, média e mínima serão:

a) Vazão mínima

$$Q_{\min} = \frac{(958 \times 120) \times 0,5}{86.400} \cdot 0,8 + 2.208 \times 0,0002 = 0,97 \text{ L/s} = 83,81 \text{ m}^3/\text{dia}$$

b) Vazão média

$$Q_{\text{med}} = \frac{(958 \times 120) \times 0,8}{86.400} + 2.208 \times 0,0002 = 1,51 \text{ L/s} = 130,46 \text{ m}^3/\text{dia}$$

c) Vazão máxima

$$Q_{\text{máx}} = 1,2 \cdot 1,5 \cdot \frac{(958 \times 120)}{86.400} + 2.208 \times 0,0002 = 2,36 \text{ L/s} = 203,90 \text{ m}^3/\text{dia}$$

119



Vazão (2017) _____

As vazões máxima, média e mínima serão:

a) *Vazão mínima*

$$Q_{\min} = \frac{(1.195 \times 120) \times 0,5}{86.400} \cdot 0,8 + 2.208 \times 0,0002 = 1,11 \text{ L/s} = 95,90 \text{ m}^3/\text{dia}$$

b) *Vazão média*

$$Q_{\text{méd}} = \frac{(1.195 \times 120) \times 0,8}{86.400} + 2.208 \times 0,0002 = 1,77 \text{ L/s} = 152,93 \text{ m}^3/\text{dia}$$

c) *Vazão máxima*

$$Q_{\max} = 1,2 \cdot 1,5 \cdot \frac{(1.195 \times 120)}{86.400} + 2.208 \times 0,0002 = 2,83 \text{ L/s} = 244,51 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Vazão (2027) _____

As vazões máxima, média e mínima serão:

a) *Vazão mínima*

$$Q_{\min} = \frac{(1.491 \times 120) \times 0,5}{86.400} \cdot 0,8 + 2.208 \times 0,0002 = 1,27 \text{ L/s} = 109,73 \text{ m}^3/\text{dia}$$

b) *Vazão média*

$$Q_{\text{méd}} = \frac{(1.491 \times 120) \times 0,8}{86.400} + 2.208 \times 0,0002 = 2,10 \text{ L/s} = 181,44 \text{ m}^3/\text{dia}$$

c) *Vazão máxima*

$$Q_{\max} = 1,2 \cdot 1,5 \cdot \frac{(1.491 \times 120)}{86.400} + 2.208 \times 0,0002 = 3,42 \text{ L/s} = 295,49 \text{ m}^3/\text{dia}$$

3.1.2. TRATAMENTO PRELIMINAR

3.1.2.1. Calha Parshall

a) *Unidade de medição e controle da velocidade*

Será utilizado, para medição de vazão e controle da velocidade, um medidor tipo Parshall, de garganta $W = 3''$, cuja capacidade varia de uma vazão mínima 1,4 L/s e uma vazão máxima 107 L/s.



b) *Altura da lâmina líquida*

$$H = \left(\frac{Q}{k} \right)^{\frac{1}{n}}$$

onde:

H = altura da lâmina líquida a 2/3 da seção convergente da calha Parshall (m);

Q = vazão (m³/s); e,

n e k = coeficientes que dependem da largura da garganta W.

Com W = 3 " tem-se:

$$n = 1,547$$

$$k = 0,176$$

$$H_{\max} = \left(\frac{0,00342}{0,176} \right)^{\frac{1}{1,547}} = 0,078 \text{ m}$$

$$H_{\text{med}} = \left(\frac{0,00177}{0,176} \right)^{\frac{1}{1,547}} = 0,051 \text{ m}$$

$$H_{\min} = \left(\frac{0,00097}{0,176} \right)^{\frac{1}{1,547}} = 0,035 \text{ m}$$

c) *Rebaixo (Z) do medidor Parshall, em relação à soleira do vertedor da caixa de areia*

$$Z = \frac{Q_{\max} \times H_{\min} - Q_{\min} \times H_{\max}}{Q_{\max} - Q_{\min}}$$

$$Z = \frac{3,42 \times 0,035 - 0,97 \times 0,078}{3,42 - 0,97} = 0,018 \text{ m}$$

d) *Altura da lâmina líquida antes do rebaixo (h)*

$$h = H - Z$$

$$h_{\max} = 0,078 - 0,018 = 0,060 \text{ m}$$

$$h_{\text{med}} = 0,051 - 0,018 = 0,033 \text{ m}$$

$$h_{\min} = 0,035 - 0,018 = 0,017 \text{ m}$$

3.1.2.2 Caixa de Grade

a) *Adoção da grade*

Será adotada uma grade simples, de limpeza manual, fina, com barras de seção retangular, com as seguintes características:



Seção da barra..... 3/8 "x 1 1/2"
Abertura 10 mm
Inclinação 45°

b) Eficiência

$$E = \frac{a}{t + a}$$

onde:

E = eficiência da grade;
a = abertura entre as barras (mm); e,
t = espessura da barra (mm).

$$E = \frac{10}{10 + 10} = 0,50$$

c) Área útil

$$A_u = \frac{Q_{\max}}{V}$$

onde:

A_u = área útil (m²);
 Q_{\max} = vazão máxima (m³/s); e,
V = velocidade de escoamento através das barras, adotada em 0,60 m/s.

$$A_u = \frac{0,00342}{0,60} = 0,006\text{m}^2$$

d) Área total

$$A_t = \frac{A_u}{E}$$

onde:

A_t = área total, considerando o escoamento à montante da grade (m²);
 A_u = área útil (m²); e,
E = eficiência da grade.

$$A_t = \frac{0,006}{0,50} = 0,012 \text{ m}^2$$



e) Comprimento e Largura do canal

$$L_g = \frac{Q_{\text{máx}} \cdot t_d}{A_t}$$
$$L_g = \frac{0,00342 \times 2}{0,012} = 0,57 \text{ m (adotado = 0,60 m)}$$
$$b = \frac{A_t}{h_{\text{máx}}}$$
$$b = \frac{0,012}{0,060} = 0,20 \text{ m (adotado = 0,25 m)}$$

onde:

L_g = comprimento do canal (m);
 $Q_{\text{máx}}$ = vazão máxima em (m³/s);
 T_d = tempo de detenção; e,
 b = largura do canal.

f) Perda de carga

$$h_f = 1,43 \frac{V_o^2 - v^2}{2g}$$

onde:

h_f = perda de carga, considerando obstrução máxima de 50% da grade (m);
 V_o = velocidade através das barras correspondente à vazão máxima (m/s); e,
 v = velocidade à montante da grade (m/s).

Com a obstrução, a velocidade V_o passa para V , ou seja, o dobro da situação anterior.

$$V = 2 \times V_o = 2 \times 0,45 = 0,90 \text{ m/s}$$

$$v = V_o \times E = 0,45 \times 0,50 = 0,23 \text{ m/s}$$

$$h_f = 1,43 \frac{(0,90)^2 - (0,23)^2}{2 \times 9,81} = 0,06 \text{ m (adota-se 0,15 m).}$$

g) Comprimento da grade

$$x = \frac{h_v}{\text{sen } \theta}$$



onde:

x = comprimento da grade (m);

θ = ângulo de inclinação da grade = 45° ;

$h_v = h + h_r + D + 0,15$;

D = diâmetro da tubulação de chegada do efluente = 150 mm.

$$h_v = 0,060 + 0,15 + 0,15 + 0,1 = 0,46 \text{ m}$$

$$x = \frac{0,46}{0,707} = 0,65 \text{ m}$$

Será adotada grade com 0,65 m de comprimento.

h) Quantidade de barras

$$n = \frac{b}{t+a} = \frac{250}{10+10} = 12,5$$

Será adotada grade com 12 barras.

3.1.2.3. Caixa de Areia

a) Largura

$$b = \frac{Q_{\max}}{h \cdot V}$$

onde:

b = largura da caixa de areia (m); e,

V = velocidade a ser mantida nos canais (m/s).

$$b = \frac{0,00342}{0,060 \cdot 0,30} = 0,20 \text{ m}$$

Será adotada caixa de areia com 0,20 m de largura.

Verificação das velocidades

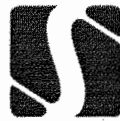
| Q (m³/s) | h (m) | A = b.h (m²) | V = Q/A (m/s) | Verificação |
|----------|-------|--------------|---------------|-------------|
| 0,00342 | 0,060 | 0,012 | 0,285 | OK |
| 0,00177 | 0,033 | 0,007 | 0,253 | OK |
| 0,00097 | 0,017 | 0,003 | 0,323 | OK |

b) Comprimento

$$L = 22,5 \times h$$

$$L = 22,5 \times 0,060 = 1,35 \text{ m}$$

Será adotada caixa de areia com 1,20 m de comprimento.



c) Verificação da taxa de escoamento superficial

$$I = \frac{Q_{med}}{L \times b}$$

$$I = \frac{152,93}{1,20 \times 0,20} = 637,20 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$$

A taxa de escoamento superficial situa-se entre o intervalo recomendado de 600 a 1.200 m³/m².d.ia

3.1.3. ESTAÇÃO ELEVATÓRIA

Cálculo para 10 anos (2017)

O dimensionamento da estação elevatória foi feito com base nos critérios e nas formulações adotadas por Vianna (1996). O diâmetro mínimo adotado para o emissário de recalque é de 100 mm.

3.1.3.1. Diâmetro da Tubulação de Recalque

O dimensionamento da tubulação de recalque é feito através da fórmula de Bresse:

$$D = 1,1 \times \sqrt{Q_{max}}$$

onde:

D = diâmetro da tubulação de recalque (m);

Q_{max} = vazão máxima adotada (m³/s) = 0,00550

$$D = 1,1 \times \sqrt{0,00550} = 0,082 \text{ m}$$

Será adotada uma tubulação de recalque com diâmetro de 100 mm.

- *Verificação da velocidade*

$$v = \frac{Q_{max}}{\pi \times D^2 / 4} = \frac{0,00550}{\pi \times (0,10)^2 / 4} = 0,70 \text{ m/s}$$

O diâmetro da tubulação de 100 mm atende à velocidade média econômica que varia de 0,6 m/s a 2,5 m/s.

3.1.3.2. Perdas de Carga

a) Perda de carga unitária

A perda de carga unitária é dada pela fórmula de Hazen-Williams:



$$J = \frac{10,643 \times Q_{\text{máx}}^{1,85}}{C^{1,85} \times D^{4,87}}$$

onde:

J = perda de carga unitária (m/m);
Q_{máx} = vazão máxima (m³/s);
C = coeficiente de rugosidade do tubo; e,
D = diâmetro da tubulação (m).

$$J = \frac{10,643 \times 0,00550^{1,85}}{130^{1,85} \times 0,100^{4,87}} = 0,006 \text{ m/m}$$

b) Perda de carga distribuída

$$h_d = J \times L$$

onde:

h_d = perda de carga distribuída (m);
J = perda de carga unitária (m/m); e,
L = comprimento da tubulação (m).

$$h_d = 0,006 \times 7,30 = 0,04 \text{ m}$$

c) Perda de carga localizada

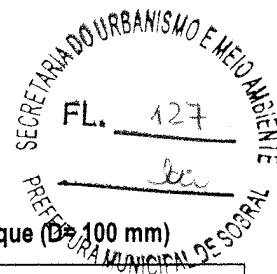
$$h_l = K \cdot \frac{v^2}{2g}$$

onde:

h_l = perda de carga localizada (m);
K = coeficiente total relativo às perdas de carga nas peças hidráulicas (Quadro 3.1);
v = velocidade na tubulação (m/s); e,
g = aceleração da gravidade (m/s²).

Quadro 3.1. – Constantes de perda de carga nas peças hidráulicas do barrilete (D= 100 mm)

| Peça | Quantidade | Coeficiente K | |
|------------------------|------------|---------------|-----------|
| | | Unitário | Sub-Total |
| Ampliação gradual | 1 | 0,30 | 0,30 |
| Curva de 90° | 2 | 0,40 | 0,80 |
| Válvula de retenção | 1 | 2,50 | 2,50 |
| Registro gaveta aberto | 1 | 0,20 | 0,20 |
| Tê de saída de lado | 1 | 1,30 | 1,30 |
| | | Total | 5,10 |



Quadro 3.2 – Constantes de perda de carga nas peças hidráulicas da Linha de recalque (D=100 mm)

| Peça | Quantidade | Coeficiente K | |
|----------------------|------------|---------------|-----------|
| | | Unitário | Sub-Total |
| Tê saída bilateral | 2 | 1,80 | 3,60 |
| Curva de 90° | 3 | 0,40 | 1,20 |
| Saída de canalização | 1 | 1,00 | 1,00 |
| Curva de 45° | 3 | 0,20 | 0,60 |
| Curva de 22° | 2 | 0,10 | 0,20 |
| | | Total | 6,60 |

$$h_i = 5,10 \times \frac{\left(\frac{4 \times 0,00550}{\pi \times 0,100^2} \right)^2}{2 \times 9,81} = 0,13 \text{ m}$$

d) Perda de carga total

$$h_T = h_d + h_i = 0,17 + 0,13 = 0,30 \text{ m}$$

3.1.3.3. Altura Manométrica e Geométrica

A altura geométrica (h_g) será:

$$h_g = \text{nível de lançamento} - \text{nível mínimo do poço de sucção}$$
$$h_g = 146,360 - 135,934 = 10,43 \text{ m}$$

A altura manométrica (H_{man}) é dada por:

$$H_{man} = h_g + h_T + h_s$$
$$H_{man} = 10,43 + 0,30 + 2,19 = 12,92 \text{ m}$$

3.1.3.4. Conjunto Motor-Bomba

a) Potência do motor

$$P = \frac{\gamma \times Q \times H_{man}}{75 \times \eta}$$

onde:

P = potência teórica do conjunto motor-bomba (CV);

γ = peso específico do líquido (kg/m^3);

Q = vazão (m^3/s); e,

η = rendimento do conjunto motor-bomba, adotado em 40%.



$$P = \frac{1.000 \times 0,00550 \times 12,92}{75 \times 0,40} = 2,37 \text{ CV}$$

A folga técnica para o motor é de 50%. Sendo assim:

$$P = 1,5 \times 2,37 = 3,56 \text{ CV}$$

b) Equipamento adotado

Deverá ser adotado conjunto motor-bomba com as seguintes características:

Fabricante KSB
Modelo E 80-200
Potência nominal 3,0 CV
Vazão 5,5 L/s
Altura manométrica 12,9 mca

3.1.3.5. Poço de Sucção

a) Volumes

$$V_u = 1,5 \times Q_{\text{máx}}$$

onde:

V_u = volume útil do poço de sucção (m^3); e,
 $Q_{\text{máx}}$ = vazão máxima afluyente (m^3/min).

$$V_u = 1,5 \times 0,33 = 0,50 \text{ m}^3$$

O volume morto é o volume compreendido entre o fundo do poço e o nível mínimo do esgoto em seu interior.

$$V_m = L \times C \times H_s$$

onde:

V_m = volume morto (m^3);
 L = largura do poço de sucção, adotada em 2,15 m;
 C = comprimento do poço de sucção, adotado em 1,50 m;
 H_s = nível mínimo de sucção (m), fornecido pelo fabricante da bomba = 0,315 m.

$$V_m = 2,15 \times 1,50 \times 0,315 = 1,02 \text{ m}^3$$

O volume efetivo (V_e) é o volume compreendido entre o fundo do poço de sucção e o nível médio de operação das bombas. De um modo geral, o volume armazenado no poço varia linearmente com o nível em seu interior. Assim, será considerado que o volume correspondente ao nível médio seja a metade do volume útil (V_u).



$$V_e = V_m + \frac{V_u}{2} = 1,02 + \frac{0,50}{2} = 1,27 \text{ m}^3$$

O volume total (V_{total}) corresponde à soma do volume morto (V_m) com o volume útil (V_u).

$$V_{total} = 1,02 + 0,50 = 1,52 \text{ m}^3$$

b) *Nível*

$$H_{total} = \frac{V_{total}}{L \times C} = \frac{1,52}{2,15 \times 1,50} = 0,468 \text{ m}$$

c) *Tempo de detenção*

$$T_d = \frac{V_e}{Q_{med}}$$

T_d = tempo de detenção (s);

V_e = volume efetivo (m^3); e,

Q_{med} = vazão máxima do esgoto afluyente (m^3/s).

$$T_d = \frac{1,27}{0,00550} = 230 \text{ s} \approx 4 \text{ min}$$

d) *Tempo de ciclo*

$$T_c = \frac{V_u}{Q_{min}} + \frac{V_u}{Q_b - Q_{min}}$$

onde:

T_c = tempo de ciclo da bomba (s);

V_u = volume útil do poço de sucção (m^3);

Q_{min} = vazão mínima do esgoto afluyente (m^3/s); e,

Q_b = vazão da bomba, de acordo com o ponto de operação (m^3/s).

$$T_c = \frac{0,50}{0,00111} + \frac{0,50}{0,0055 - 0,00111} = 559 \text{ s} \approx 9 \text{ min}$$



3.2. ZONA RESIDENCIAL 2

3.2.1. VAZÕES DE PROJETO

$$Q_{\min} = K_3 \frac{C.P.q}{86.400} + L_c.T_i$$

$$Q_{\text{med}} = \frac{C.P.q}{86.400} + L_c.T_i$$

$$Q_{\min} = K_1.K_2 \cdot \frac{C.P.q}{86.400} + L_c.T_i$$

onde:

Q = vazão (L/dia);

P = população (hab);

C = contribuição *per capita* (L/hab.dia);

K1 = coeficiente do dia de maior consumo = 1,2;

K2 = coeficiente da hora de maior consumo = 1,5;

K3 = coeficiente de menor consumo = 0,5;

C = coeficiente de retorno = 0,80;

q = contribuição per capita = 120 L/hab.dia;

Lc = comprimento dos coletores de rua (m); e,

Ti = taxa de infiltração da rede coletora = 0,0002 L/s.m.

De acordo com o Projeto, a população da Zona residencial 2 é estimada em 2.081 pessoas no ano 2007, 2.595 pessoas no ano 2017 e 3.237 no ano 2027.

Vazão (2007)

As vazões máxima, média e mínima serão:

a) Vazão mínima

$$Q_{\min} = \frac{(2081 \times 120) \times 0,5}{86.400} \cdot 0,8 + 2.204 \times 0,0002 = 1,60 \text{ L/s} = 138,24 \text{ m}^3/\text{dia}$$

b) Vazão média

$$Q_{\text{med}} = \frac{(2081 \times 120) \times 0,8}{86.400} + 2.204 \times 0,0002 = 2,75 \text{ L/s} = 237,60 \text{ m}^3/\text{dia}$$

c) Vazão máxima

$$Q_{\max} = 1,2 \cdot 1,5 \cdot \frac{(2081 \times 120)}{86.400} + 2.204 \times 0,0002 = 4,60 \text{ L/s} = 397,44 \text{ m}^3/\text{dia}$$



Vazão (2017)

As vazões máxima, média e mínima serão:

a) *Vazão mínima*

$$= \frac{(2595 \times 120) \times 0,5}{86.400} \cdot 0,8 + 2.204 \times 0,0002 = 1,88 \text{ L/s} = 162,43 \text{ m}^3/\text{dia}$$

b) *Vazão média*

$$Q_{\text{méd}} = \frac{(2595 \times 120) \times 0,8}{86.400} + 2.204 \times 0,0002 = 3,32 \text{ L/s} = 286,85 \text{ m}^3/\text{dia}$$

c) *Vazão máxima*

$$Q_{\text{máx}} = 1,2 \cdot 1,5 \cdot \frac{(2595 \times 120)}{86.400} + 2.204 \times 0,0002 = 5,63 \text{ L/s} = 486,43 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Vazão (2027)

As vazões máxima, média e mínima serão:

a) *Vazão mínima*

$$Q_{\text{mín}} = \frac{(3237 \times 120) \times 0,5}{86.400} \cdot 0,8 + 2.204 \times 0,0002 = 2,24 \text{ L/s} = 193,54 \text{ m}^3/\text{dia}$$

b) *Vazão média*

$$Q_{\text{méd}} = \frac{(3237 \times 120) \times 0,8}{86.400} + 2.204 \times 0,0002 = 4,04 \text{ L/s} = 349,06 \text{ m}^3/\text{dia}$$

c) *Vazão máxima*

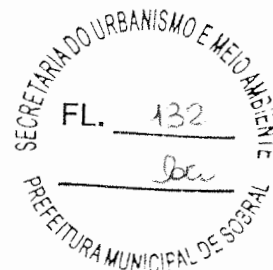
$$Q_{\text{máx}} = 1,2 \cdot 1,5 \cdot \frac{(3237 \times 120)}{86.400} + 2.204 \times 0,0002 = 6,91 \text{ L/s} = 597,02 \text{ m}^3/\text{dia}$$

3.2.2. TRATAMENTO PRELIMINAR

3.2.2.1. Calha Parshall

a) *Unidade de medição e controle da velocidade*

Será utilizado, para medição de vazão e controle da velocidade, um medidor tipo Parshall, de garganta $W = 3$ ", cuja capacidade varia de uma vazão mínima 1,4 L/s para uma vazão máxima 107 L/s.



b) *Altura da lâmina líquida*

$$H = \left(\frac{Q}{k} \right)^{\frac{1}{n}}$$

onde:

H = altura da lâmina líquida a 2/3 da seção convergente da calha Parshall (m);

Q = vazão (m³/s); e,

n e k = coeficientes que dependem da largura da garganta W.

Com W = 3 " tem-se:

$$n = 1,547$$

$$k = 0,176$$

$$H_{\max} = \left(\frac{0,00691}{0,176} \right)^{\frac{1}{1,547}} = 0,123 \text{ m}$$

$$H_{\text{med}} = \left(\frac{0,00332}{0,176} \right)^{\frac{1}{1,547}} = 0,077 \text{ m}$$

$$H_{\min} = \left(\frac{0,0016}{0,176} \right)^{\frac{1}{1,547}} = 0,048 \text{ m}$$

c) *Rebaixo (Z) do medidor Parshall, em relação à soleira do vertedor da caixa de areia*

$$Z = \frac{Q_{\max} \times H_{\min} - Q_{\min} \times H_{\max}}{Q_{\max} - Q_{\min}}$$

$$Z = \frac{6,91 \times 0,048 - 1,60 \times 0,123}{6,91 - 1,60} = 0,025 \text{ m}$$

d) *Altura da lâmina líquida antes do rebaixo (h)*

$$h = H - Z$$

$$h_{\max} = 0,123 - 0,025 = 0,098 \text{ m}$$

$$h_{\text{med}} = 0,077 - 0,025 = 0,052 \text{ m}$$

$$h_{\min} = 0,048 - 0,025 = 0,023 \text{ m}$$

3.2.2.2. Caixa de Grade

a) *Adoção da grade*

Será adotada uma grade simples, de limpeza manual, fina, com barras de seção retangular, com as seguintes características:



Seção da barra..... 3/8 "x 1 1/2"
Abertura 10 mm
Inclinação 45°

b) Eficiência

$$E = \frac{a}{t + a}$$

onde:

E = eficiência da grade;
a = abertura entre as barras (mm); e,
t = espessura da barra (mm).

$$E = \frac{10}{10 + 10} = 0,50$$

c) Área útil

$$A_u = \frac{Q_{\max}}{V}$$

onde:

A_u = área útil (m²);
 Q_{\max} = vazão máxima (m³/s); e,
V = velocidade de escoamento através das barras, adotada em 0,60 m/s.

$$A_u = \frac{0,00691}{0,60} = 0,012\text{m}^2$$

d) Área total

$$A_t = \frac{A_u}{E}$$

onde:

A_t = área total, considerando o escoamento à montante da grade (m²);
 A_u = área útil (m²); e,
E = eficiência da grade.

$$A_t = \frac{0,012}{0,50} = 0,024 \text{ m}^2$$



e) Comprimento e Largura do canal

$$L_g = \frac{Q_{\text{máx}} \cdot t_d}{A_t}$$
$$L_g = \frac{0,00691 \times 2}{0,024} = 0,58 \text{ m (adotado = 0,60 m)}$$
$$b = \frac{A_t}{h_{\text{máx}}}$$
$$b = \frac{0,024}{0,098} = 0,24 \text{ m (adotado = 0,25 m)}$$

onde:

L_g = comprimento do canal (m);
 $Q_{\text{máx}}$ = vazão máxima em (m³/s); e,
 T_d = tempo de detenção.
 b = largura do canal

Verificação das velocidades

| Q (m ³ /s) | h (m) | $A_t = b \cdot h$ (m ²) | $A_u = A_t \cdot E$ (m ²) | $V = Q/A_u$ (m/s) | Verif. |
|-----------------------|-------|----------------------------------------|------------------------------------------|----------------------|--------|
| 0,00340 | 0,060 | 0,015 | 0,00750 | 0,45 | OK |
| 0,00180 | 0,033 | 0,008 | 0,00400 | 0,45 | OK |
| 0,00100 | 0,017 | 0,004 | 0,00200 | 0,50 | OK |

e) Altura da lâmina líquida

$$h = \frac{A_t}{b}$$

onde:

h = altura da lâmina líquida (m);
 b = largura do canal, adotada em 0,25 m.

$$h = \frac{0,024}{0,25} = 0,096 \text{ m (adotou-se 0,20 m).}$$

f) Perda de carga

$$h_f = 1,43 \frac{V_o^2 - v^2}{2g}$$



onde:

h_f = perda de carga, considerando obstrução máxima de 50% da grade (m);
 V_o = velocidade através das barras correspondente à vazão máxima (m/s); e,
 v = velocidade à montante da grade (m/s).

Com a obstrução, a velocidade V_o passa para V , ou seja, o dobro da situação anterior.

$$V = 2 \times V_o = 2 \times 0,56 = 1,13 \text{ m/s}$$

$$v = V_o \times E = 0,56 \times 0,50 = 0,28 \text{ m/s}$$

$$h_f = 1,43 \frac{(1,13)^2 - (0,28)^2}{2 \times 9,81} = 0,09 \text{ m (adota-se 0,15 m).}$$

g) Comprimento da grade

$$x = \frac{h_v}{\text{sen } \theta}$$

onde:

x = comprimento da grade (m);

θ = ângulo de inclinação da grade = 45° ;

$h_v = h + h_f + D + 0,15$;

D = diâmetro da tubulação de chegada do efluente = 150 mm.

$$h_v = 0,098 + 0,15 + 0,15 + 0,1 = 0,498 \text{ m}$$

$$x = \frac{0,498}{0,707} = 0,70 \text{ m}$$

Será adotada grade com 0,70 m de comprimento.

h) Quantidade de barras

$$n = \frac{b}{t+a} = \frac{250}{10+10} = 12,5$$

Será adotada grade com 12 barras.

3.2.2.3. Caixa de Areia

a) Largura

$$b = \frac{Q_{\max}}{h \cdot V}$$



onde:

b = largura da caixa de areia (m); e,
V = velocidade a ser mantida nos canais (m/s).

$$b = \frac{0,00691}{0,098 \cdot 0,30} = 0,24 \text{ m}$$

Será adotada caixa de areia com 0,20 m de largura.

| Q (m³/s) | h (m) | A = b.h (m²) | V = Q/A (m/s) | Verificação |
|----------|-------|--------------|---------------|-------------|
| 0,00691 | 0,098 | 0,020 | 0,353 | OK |
| 0,00332 | 0,052 | 0,010 | 0,319 | OK |
| 0,00160 | 0,023 | 0,005 | 0,348 | OK |

b) Comprimento

$$L = 22,5 \times h$$

$$L = 22,5 \times 0,098 = 2,21 \text{ m}$$

Será adotada caixa de areia com 1,90 m de comprimento.

c) Verificação da taxa de escoamento superficial

$$I = \frac{Q_{\text{med}}}{L \times b}$$

$$I = \frac{286,85}{1,90 \times 0,20} = 754,86 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{dia}$$

A taxa de escoamento superficial situa-se entre o intervalo recomendado de 600 a 1.200 m³/m².dia

3.2.3. ESTAÇÃO ELEVATÓRIA

Cálculo para 10 anos (2017)

O dimensionamento da estação elevatória foi feito com base nos critérios e nas formulações adotadas por Vianna (1996). O diâmetro mínimo adotado para a linha de recalque é 100 mm.

3.2.3.1. Diâmetro da Tubulação de Recalque

O dimensionamento da tubulação de recalque é feito através da fórmula de Bresse:



$$D = 1,1 \times \sqrt{Q_{\text{máx}}}$$

onde:

D = diâmetro da tubulação de recalque (m);
Q_{máx} = vazão máxima adotada (m³/s) = 0,00550

$$D = 1,1 \times \sqrt{0,00563} = 0,083 \text{ m}$$

Será adotada uma tubulação de recalque com diâmetro de 100 mm.

- *Verificação da velocidade*

$$v = \frac{Q_{\text{máx}}}{\pi \times D^2 / 4} = \frac{0,00563}{\pi \times (0,10)^2 / 4} = 0,72 \text{ m/s}$$

O diâmetro da tubulação de 100 mm atende à velocidade média econômica que varia de 0,6 m/s a 2,5 m/s.

3.2.3.2. Perdas de Carga

a) Perda de carga unitária

A perda de carga unitária é dada pela fórmula de Hazen-Williams:

$$J = \frac{10,643 \times Q_{\text{máx}}^{1,85}}{C^{1,85} \times D^{4,87}}$$

onde:

J = perda de carga unitária (m/m);
Q_{máx} = vazão máxima (m³/s);
C = coeficiente de rugosidade do tubo; e,
D = diâmetro da tubulação (m).

$$J = \frac{10,643 \times 0,00563^{1,85}}{130^{1,85} \times 0,100^{4,87}} = 0,007 \text{ m/m}$$

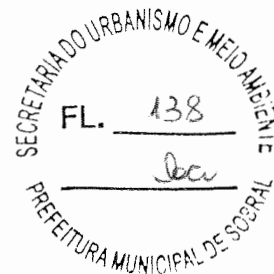
b) Perda de carga distribuída

$$h_d = J \times L$$

onde:

h_d = perda de carga distribuída (m);
J = perda de carga unitária (m/m); e,
L = comprimento da tubulação (m).

$$h_d = 0,007 \times 7,30 = 0,05 \text{ m}$$



c) Perda de carga localizada

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

onde:

h_l = perda de carga localizada (m);

K = coeficiente total relativo às perdas de carga nas peças hidráulicas (Quadro 3.3 e 3.4);

v = velocidade na tubulação (m/s); e,

g = aceleração da gravidade (m/s²).

Quadro 3.3 – Constantes de perda de carga nas peças hidráulicas do barrilete (D= 100 mm)

| Peça | Quantidade | Coeficiente K | |
|------------------------|------------|---------------|-----------|
| | | Unitário | Sub-Total |
| Ampliação gradual | 1 | 0,30 | 0,30 |
| Curva de 90° | 2 | 0,40 | 0,80 |
| Válvula de retenção | 2 | 2,50 | 5,00 |
| Registro gaveta aberto | 1 | 0,20 | 0,20 |
| Tê de saída de lado | 1 | 1,30 | 1,30 |
| Total | | | 7,60 |

Quadro 3.4 – Constantes de perda de carga nas peças hidráulicas da Linha de recalque (D= 100 mm)

| Peça | Quantidade | Coeficiente K | |
|----------------------|------------|---------------|-----------|
| | | Unitário | Sub-Total |
| Tê saída bilateral | 2 | 1,80 | 3,60 |
| Curva de 90° | 3 | 0,40 | 1,20 |
| Saída de canalização | 1 | 1,00 | 1,00 |
| Total | | | 3,60 |

$$h_l = 7,60 \times \frac{\left(\frac{4 \times 0,00563}{\pi \times 0,100^2} \right)^2}{2 \times 9,81} = 0,20 \text{ m}$$

d) Perda de carga total

$$h_T = h_d + h_l = 0,09 + 0,20 = 0,29 \text{ m}$$

3.2.3.3. Altura Manométrica e Geométrica

A altura geométrica (h_g) será:

h_g = nível de lançamento – nível mínimo do poço de sucção

$$h_g = 146,340 - 138,455 = 7,88 \text{ m}$$



A altura manométrica (H_{man}) é dada por:

$$H_{man} = h_g + h_T + h$$
$$H_{man} = 7,88 + 0,29 + 0,58 = 8,75 \text{ m}$$

3.2.3.4. Conjunto Motor-Bomba

a) Potência do motor

$$P = \frac{\gamma \times Q \times H_{man}}{75 \times \eta}$$

onde:

P = potência teórica do conjunto motor-bomba (CV);
 γ = peso específico do líquido (kg/m^3);
 Q = vazão (m^3/s); e,
 η = rendimento do conjunto motor-bomba, adotado em 40%.

$$P = \frac{1.000 \times 0,00563 \times 8,75}{75 \times 0,40} = 1,64 \text{ CV}$$

A folga técnica para o motor é de 50%. Sendo assim:

$$P = 1,5 \times 1,64 = 2,46 \text{ CV}$$

b) Equipamento adotado

Deverá ser adotado conjunto motor-bomba com as seguintes características:

Fabricante KSB
Modelo E 80-200
Potência nominal 2,0 CV
Vazão 5,6 L/s
Altura manométrica 8,7 mca

3.2.3.5. Poço de Sucção

a) Volumes

$$V_u = 1,5 \times Q_{m\acute{a}x}$$

onde:

V_u = volume útil do poço de sucção (m^3); e,
 $Q_{m\acute{a}x}$ = vazão máxima afluyente (m^3/min).

$$V_u = 1,5 \times 0,34 = 0,51 \text{ m}^3$$



O volume morto é o volume compreendido entre o fundo do poço e o nível mínimo do esgoto em seu interior.

$$V_m = L \times C \times H_s$$

onde:

V_m = volume morto (m^3);

L = largura do poço de sucção, adotada em 2,15 m;

C = comprimento do poço de sucção, adotado em 1,50 m;

H_s = nível mínimo de sucção (m), fornecido pelo fabricante da bomba = 0,315 m.

$$V_m = 2,15 \times 1,50 \times 0,315 = 1,02 \text{ m}^3$$

O volume efetivo (V_e) é o volume compreendido entre o fundo do poço de sucção e o nível médio de operação das bombas. De um modo geral, o volume armazenado no poço varia linearmente com o nível em seu interior. Assim, será considerado que o volume correspondente ao nível médio seja a metade do volume útil (V_u).

$$V_e = V_m + \frac{V_u}{2} = 1,02 + \frac{0,51}{2} = 1,27 \text{ m}^3$$

O volume total (V_{total}) corresponde à soma do volume morto (V_m) com o volume útil (V_u).

$$V_{total} = 1,02 + 0,50 = 1,52 \text{ m}^3$$

b) *Nível*

$$H_{total} = \frac{V_{total}}{L \times C} = \frac{1,52}{2,15 \times 1,50} = 0,472 \text{ m}$$

c) *Tempo de detenção*

$$T_d = \frac{V_e}{Q_{med}}$$

T_d = tempo de detenção (s);

V_e = volume efetivo (m^3); e,

Q_{med} = vazão máxima do esgoto afluente (m^3/s).

$$T_d = \frac{1,27}{0,00563} = 225 \text{ s} \approx 4 \text{ min}$$



d) Tempo de ciclo

$$T_c = \frac{V_u}{Q_{\min}} + \frac{V_u}{Q_b - Q_{\min}}$$

onde:

T_c = tempo de ciclo da bomba (s);

V_u = volume útil do poço de sucção (m^3);

Q_{\min} = vazão mínima do esgoto afluyente (m^3/s); e,

Q_b = vazão da bomba, de acordo com o ponto de operação (m^3/s).

$$T_c = \frac{0,51}{0,00188} + \frac{0,51}{0,0056 - 0,00188} = 406 \text{ s} \approx 7 \text{ min}$$

3.3. ZONA RESIDENCIAL 3

3.3.1. VAZÕES DE PROJETO

$$Q_{\min} = K_3 \frac{C.P.q}{86.400} + L_c.T_i$$

$$Q_{\text{med}} = \frac{C.P.q}{86.400} + L_c.T_i$$

$$Q_{\min} = K_1.K_2 \frac{C.P.q}{86.400} + L_c.T_i$$

onde:

Q = vazão (L/dia);

P = população (hab);

C = contribuição *per capita* (L/hab.dia);

K_1 = coeficiente do dia de maior consumo = 1,2;

K_2 = coeficiente da hora de maior consumo = 1,5;

K_3 = coeficiente de menor consumo = 0,5;

C = coeficiente de retorno = 0,8;

q = contribuição per capita = 120L/hab.dia;

L_c = comprimento dos coletores de rua (m); e,

T_i = taxa de infiltração da rede coletora = 0,0002 L/s.m.

De acordo com o Projeto, a população da Zona residencial 3 é estimada em 870 pessoas no ano 2007, 1.085 pessoas no ano 2017 e 1.354 no ano 2027.



Vazão (2007)

As vazões máxima, média e mínima serão:

a) *Vazão mínima*

$$Q_{\min} = \frac{(870 \times 120) \times 0,5}{86.400} \cdot 0,8 + 1.844 \times 0,0002 = 0,85 \text{ L/s} = 73,44 \text{ m}^3/\text{dia}$$

b) *Vazão média*

$$Q_{\text{méd}} = \frac{(870 \times 120) \times 0,8}{86.400} + 1.844 \times 0,0002 = 1,34 \text{ L/s} = 115,78 \text{ m}^3/\text{dia}$$

c) *Vazão máxima*

$$Q_{\max} = 1,2 \cdot 1,5 \cdot \frac{(870 \times 120)}{86.400} + 1.844 \times 0,0002 = 2,11 \text{ L/s} = 182,30 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Vazão (2017)

As vazões máxima, média e mínima serão:

a) *Vazão mínima*

$$Q_{\min} = \frac{(1.085 \times 120) \times 0,5}{86.400} \cdot 0,8 + 1.844 \times 0,0002 = 0,97 \text{ L/s} = 83,81 \text{ m}^3/\text{dia}$$

b) *Vazão média*

$$Q_{\text{méd}} = \frac{(1.085 \times 120) \times 0,8}{86.400} + 1.844 \times 0,0002 = 1,57 \text{ L/s} = 133,65 \text{ m}^3/\text{dia}$$

c) *Vazão máxima*

$$Q_{\max} = 1,2 \cdot 1,5 \cdot \frac{(1.085 \times 120)}{86.400} + 1.844 \times 0,0002 = 2,54 \text{ L/s} = 219,46 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Vazão (2027)

As vazões máxima, média e mínima serão:

a) *Vazão mínima*

$$Q_{\min} = \frac{(1.354 \times 120) \times 0,5}{86.400} \cdot 0,8 + 1.844 \times 0,0002 = 1,12 \text{ L/s} = 96,77 \text{ m}^3/\text{dia}$$



b) *Vazão média*

$$Q_{\text{méd}} = \frac{(1.354 \times 120) \times 0,8}{86.400} + 1.844 \times 0,0002 = 1,87 \text{ L/s} = 161,57 \text{ m}^3/\text{dia}$$

c) *Vazão máxima*

$$Q_{\text{máx}} = 1,2 \cdot 1,5 \cdot \frac{(1.354 \times 120)}{86.400} + 1.844 \times 0,0002 = 3,08 \text{ L/s} = 266,11 \text{ m}^3/\text{dia}$$

3.3.2. TRATAMENTO PRELIMINAR

3.3.2.1. Calha Parshall

a) *Unidade de medição e controle da velocidade*

Será utilizado, para medição de vazão e controle da velocidade, um medidor tipo Parshall, de garganta $W = 3$ ", cuja capacidade de vazão varia de um mínimo de 1,4 L/s e vazão máxima de 107 L/s.

b) *Altura da lâmina líquida*

$$H = \left(\frac{Q}{k} \right)^{\frac{1}{n}}$$

onde:

H = altura da lâmina líquida a 2/3 da seção convergente da calha Parshall (m);

Q = vazão (m^3/s);

n e k = coeficientes que dependem da largura da garganta W.

Com $W = 3$ " tem-se:

$$n = 1,547$$

$$k = 0,176$$

$$H_{\text{max}} = \left(\frac{0,00308}{0,176} \right)^{\frac{1}{1,547}} = 0,073 \text{ m}$$

$$H_{\text{med}} = \left(\frac{0,00157}{0,176} \right)^{\frac{1}{1,547}} = 0,047 \text{ m}$$

$$H_{\text{min}} = \left(\frac{0,00085}{0,176} \right)^{\frac{1}{1,547}} = 0,032 \text{ m}$$



c) Rebaixo (Z) do medidor Parshall, em relação à soleira do vertedor da caixa de água

$$Z = \frac{Q_{\max} \times H_{\min} - Q_{\min} \times H_{\max}}{Q_{\max} - Q_{\min}}$$

$$Z = \frac{3,08 \times 0,032 - 0,85 \times 0,073}{3,08 - 0,85} = 0,016 \text{ m}$$

d) Altura da lâmina líquida antes do rebaixo (h)

$$h = H - Z$$

$$h_{\max} = 0,073 - 0,016 = 0,057 \text{ m}$$

$$h_{\text{med}} = 0,047 - 0,016 = 0,031 \text{ m}$$

$$h_{\min} = 0,032 - 0,016 = 0,016 \text{ m}$$

3.3.2.2. Caixa de Grade

a) Adoção da grade

Será adotada uma grade simples, de limpeza manual, fina, com barras de seção retangular, com as seguintes características:

Seção da barra..... 3/8 "x 1 1/2"
Abertura 10 mm
Inclinação 45°

b) Eficiência

$$E = \frac{a}{t + a}$$

onde:

E = eficiência da grade;

a = abertura entre as barras (mm);

t = espessura da barra (mm).

$$E = \frac{10}{10 + 10} = 0,50$$

c) Área útil

$$A_u = \frac{Q_{\max}}{V}$$



onde:

A_u = área útil (m^2);

Q_{max} = vazão máxima (m^3/s); e,

V = velocidade de escoamento através das barras, adotada em 0,60 m/s.

$$A_u = \frac{0,00308}{0,60} = 0,005 \text{ m}^2$$

d) Área total

$$A_t = \frac{A_u}{E}$$

onde:

A_t = área total, considerando o escoamento à montante da grade (m^2);

A_u = área útil (m^2); e,

E = eficiência da grade.

$$A_t = \frac{0,005}{0,50} = 0,010 \text{ m}^2$$

e) Comprimento e Largura do canal

$$L_g = \frac{Q_{max} \cdot t_d}{A_t}$$

$$L_g = \frac{0,00308 \times 2}{0,010} = 0,62 \text{ m (adotado = 0,60 m)}$$

$$b = \frac{A_t}{h_{max}}$$

$$b = \frac{0,010}{0,057} = 0,18 \text{ m (adotado = 0,25 m)}$$

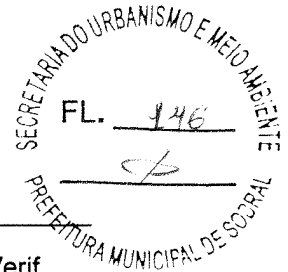
onde:

L_g = comprimento do canal (m);

Q_{max} = vazão máxima em (m^3/s);

T_d = tempo de detenção;

b = largura do canal.



Verificação das velocidades

| Q (m³/s) | h (m) | A _t = b.h (m²) | A _u = A _t .E (m²) | V = Q/A _u (m/s) | Verif. |
|----------|-------|------------------------------|--------------------------------------------|-------------------------------|--------|
| 0,00308 | 0,057 | 0,014 | 0,00713 | 0,43 | OK |
| 0,00157 | 0,031 | 0,008 | 0,00388 | 0,41 | OK |
| 0,00085 | 0,016 | 0,004 | 0,00200 | 0,43 | OK |

e) Altura da lâmina líquida

$$h = \frac{A_t}{b}$$

onde:

h = altura da lâmina líquida (m);
b = largura do canal, adotada em 0,25 m.

$$h = \frac{0,010}{0,25} = 0,04 \text{ m (adotou-se 0,20 m).}$$

f) Perda de carga

$$h_f = 1,43 \frac{V_o^2 - v^2}{2g}$$

onde:

h_f = perda de carga, considerando obstrução máxima de 50% da grade (m);
V_o = velocidade através das barras correspondente à vazão máxima (m/s); e,
v = velocidade à montante da grade (m/s).

Com a obstrução, a velocidade V_o passa para V, ou seja, o dobro da situação anterior.

$$V = 2 \times V_o = 2 \times 0,43 = 0,86 \text{ m/s}$$

$$v = V_o \times E = 0,43 \times 0,50 = 0,22 \text{ m/s}$$

$$h_f = 1,43 \frac{(0,86)^2 - (0,22)^2}{2 \times 9,81} = 0,05 \text{ m (adota-se 0,15 m).}$$

g) Comprimento da grade

$$x = \frac{h_v}{\text{sen } \theta}$$

onde:

x = comprimento da grade (m);
θ = ângulo de inclinação da grade = 45°;



$$h_v = h + h_f + D + 0,15;$$

D = diâmetro da tubulação de chegada do efluente = 150 mm.

$$h_v = 0,057 + 0,15 + 0,15 + 0,1 = 0,457 \text{ m}$$

$$x = \frac{0,457}{0,707} = 0,65 \text{ m}$$

Será adotada grade com 0,65 m de comprimento.

h) Quantidade de barras

$$n = \frac{b}{t+a} = \frac{250}{10+10} = 12,5$$

Será adotada grade com 12 barras.

3.3.2.3. Caixa de Areia

a) Largura

$$b = \frac{Q_{\max}}{h \cdot V}$$

onde:

b = largura da caixa de areia (m); e,

V = velocidade a ser mantida nos canais (m/s).

$$b = \frac{0,00308}{0,057 \cdot 0,30} = 0,18 \text{ m}$$

Será adotada caixa de areia com 0,20 m de largura.

Verificação das velocidades

| Q (m³/s) | h (m) | A = b.h (m²) | V = Q/A (m/s) | Verif. |
|----------|-------|--------------|---------------|--------|
| 0,00308 | 0,057 | 0,011 | 0,270 | OK |
| 0,00157 | 0,031 | 0,006 | 0,253 | OK |
| 0,00085 | 0,016 | 0,003 | 0,266 | OK |

b) Comprimento

$$L = 22,5 \times h$$

$$L = 22,5 \times 0,057 = 1,28 \text{ m}$$

Será adotada caixa de areia com 1,00 m de comprimento.



c) *Verificação da taxa de escoamento superficial*

$$I = \frac{Q_{med}}{L \times b}$$

$$I = \frac{135,65}{1,00 \times 0,20} = 678,24 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$$

A taxa de escoamento superficial situa-se entre o intervalo recomendado de 600 a 1.200 m³/m².dia

3.3.3. ESTAÇÃO ELEVATÓRIA

Cálculo para 10 anos (2017)

O dimensionamento da estação elevatória foi feito com base nos critérios e nas formulações adotadas por Vianna (1996). O diâmetro mínimo adotado foi de 100 mm.

3.3.3.1. *Diâmetro da Tubulação de Recalque*

O dimensionamento da tubulação de recalque é feito através da fórmula de Bresse:

$$D = 1,1 \times \sqrt{Q_{max}}$$

onde:

D = diâmetro da tubulação de recalque (m); e,
Q_{máx} = vazão máxima adotada (m³/s) = 0,00550.

$$D = 1,1 \times \sqrt{0,00550} = 0,055 \text{ m}$$

Será adotada uma tubulação de recalque com diâmetro de 100 mm.

- *Verificação da velocidade*

$$v = \frac{Q_{max}}{\pi \times D^2 / 4} = \frac{0,00550}{\pi \times (0,10)^2 / 4} = 0,70 \text{ m/s}$$

O diâmetro da tubulação de 100 mm atende à velocidade média econômica que varia de 0,6 m/s a 2,5 m/s.

3.3.3.2. *Perdas de Carga*

a) *Perda de carga unitária*

A perda de carga unitária é dada pela fórmula de Hazen-Williams:



$$J = \frac{10,643 \times Q_{\text{máx}}^{1,85}}{C^{1,85} \times D^{4,87}}$$

onde:

J = perda de carga unitária (m/m);
Q_{máx} = vazão máxima (m³/s);
C = coeficiente de rugosidade do tubo; e,
D = diâmetro da tubulação (m).

$$J = \frac{10,643 \times 0,00550^{1,85}}{130^{1,85} \times 0,100^{4,87}} = 0,006 \text{ m/m}$$

b) Perda de carga distribuída

$$h_d = J \times L$$

onde:

h_d = perda de carga distribuída (m);
J = perda de carga unitária (m/m); e,
L = comprimento da tubulação (m).

$$h_d = 0,006 \times 7,30 = 0,04 \text{ m}$$

c) Perda de carga localizada

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

onde:

h_l = perda de carga localizada (m);
K = coeficiente total relativo às perdas de carga nas peças hidráulicas (Quadro 3.5 e 3.6);
v = velocidade na tubulação (m/s); e,
g = aceleração da gravidade (m/s²).

Quadro 3.5 – Constantes de perda de carga nas peças hidráulicas do barrilete (D= 100 mm)

| Peça | Quantidade | Coeficiente K | |
|------------------------|------------|---------------|-----------|
| | | Unitário | Sub-Total |
| Ampliação gradual | 1 | 0,30 | 0,30 |
| Curva de 90° | 2 | 0,40 | 0,80 |
| Válvula de retenção | 1 | 2,50 | 2,50 |
| Registro gaveta aberto | 1 | 0,20 | 0,20 |
| Tê de saída de lado | 1 | 1,30 | 1,30 |
| Total | | | 5,10 |



Quadro 3.6 – Constantes de perda de carga nas peças hidráulicas da Linha de recalque (D= 100 mm)

| Peça | Quantidade | Coeficiente K | |
|----------------------|------------|---------------|-----------|
| | | Unitário | Sub-Total |
| Tê saída bilateral | 2 | 1,80 | 3,60 |
| Curva de 90° | 2 | 0,40 | 0,80 |
| Saída de canalização | 1 | 1,00 | 1,00 |
| | | Total | 5,40 |

$$h_l = 5,10 \times \frac{\left(\frac{4 \times 0,00550}{\pi \times 0,100^2} \right)^2}{2 \times 9,81} = 0,14 \text{ m}$$

d) Perda de carga total

$$h_T = h_d + h_l = 0,13 + 0,14 = 0,27 \text{ m}$$

3.3.3.3. Altura Manométrica e Geométrica

A altura geométrica (h_g) será:

$$h_g = \text{nível de lançamento} - \text{nível mínimo do poço de sucção}$$
$$h_g = 146,330 - 135,429 = 10,90 \text{ m}$$

A altura manométrica (H_{man}) é dada por:

$$H_{man} = h_g + h_T + h$$
$$H_{man} = 10,90 + 0,27 + 1,40 = 12,57 \text{ m}$$

3.3.3.4. Conjunto Motor-Bomba

a) Potência do motor

$$P = \frac{\gamma \times Q \times H_{man}}{75 \times \eta}$$

onde:

- P = potência teórica do conjunto motor-bomba (CV);
- γ = peso específico do líquido (kg/m^3);
- Q = vazão (m^3/s); e,
- η = rendimento do conjunto motor-bomba, adotado em 40%.

$$P = \frac{1.000 \times 0,00550 \times 12,57}{75 \times 0,40} = 2,30 \text{ CV}$$



A folga técnica para o motor é de 50%. Sendo assim:

$$P = 1,5 \times 2,30 = 3,45 \text{ CV}$$

b) Equipamento adotado

Deverá ser adotado conjunto motor-bomba com as seguintes características:

Fabricante KSB
Modelo E 80-200
Potência nominal 3,0 CV
Vazão 5,5 L/s
Altura manométrica 12,5 mca

3.3.3.5. Poço de Sucção

a) Volumes

$$V_u = 1,5 \times Q_{\text{máx}}$$

onde: -----

V_u = volume útil do poço de sucção (m^3); e,
 $Q_{\text{máx}}$ = vazão máxima afluenta (m^3/min).

$$V_u = 1,5 \times 0,33 = 0,50 \text{ m}^3$$

O volume morto é o volume compreendido entre o fundo do poço e o nível mínimo do esgoto em seu interior.

$$V_m = L \times C \times H_s$$

onde:

V_m = volume morto (m^3);
L = largura do poço de sucção, adotada em 2,15 m;
C = comprimento do poço de sucção, adotado em 1,50 m;
 H_s = nível mínimo de sucção (m), fornecido pelo fabricante da bomba = 0,315 m.

$$V_m = 2,15 \times 1,50 \times 0,315 = 1,02 \text{ m}^3$$

O volume efetivo (V_e) é o volume compreendido entre o fundo do poço de sucção e o nível médio de operação das bombas. De um modo geral, o volume armazenado no poço varia linearmente com o nível em seu interior. Assim, será considerado que o volume correspondente ao nível médio seja a metade do volume útil (V_u).

$$V_e = V_m + \frac{V_u}{2} = 1,02 + \frac{0,50}{2} = 1,26 \text{ m}^3$$

O volume total (V_{total}) corresponde à soma do volume morto (V_m) com o volume útil (V_u).



$$V_{\text{total}} = 1,02 + 0,50 = 1,52 \text{ m}^3$$

b) *Nível*

$$H_{\text{total}} = \frac{V_{\text{total}}}{L \times C} = \frac{1,52}{2,15 \times 1,50} = 0,468 \text{ m}$$

c) *Tempo de detenção*

$$T_d = \frac{V_e}{Q_{\text{med}}}$$

T_d = tempo de detenção (s);
 V_e = volume efetivo (m^3); e,
 Q_{med} = vazão máxima do esgoto afluente (m^3/s).

$$T_d = \frac{1,26}{0,00550} = 230 \text{ s} \approx 4 \text{ min}$$

d) *Tempo de ciclo*

$$T_c = \frac{V_u}{Q_{\text{min}}} + \frac{V_u}{Q_b - Q_{\text{min}}}$$

onde:

T_c = tempo de ciclo da bomba (s);
 V_u = volume útil do poço de sucção (m^3);
 Q_{min} = vazão mínima do esgoto afluente (m^3/s); e,
 Q_b = vazão da bomba, de acordo com o ponto de operação (m^3/s).

$$T_c = \frac{0,50}{0,00097} + \frac{0,50}{0,0055 - 0,00097} = 620 \text{ s} \approx 10 \text{ s}$$

3.4. ZONA RESIDENCIAL 4

3.4.1. VAZÕES DE PROJETO

$$Q_{\text{min}} = K_3 \frac{C.P.q}{86.400} + L_C \cdot T_i$$

$$Q_{\text{med}} = \frac{C.P.q}{86.400} + L_C \cdot T_i$$



$$Q_{\min} = K_1 \cdot K_2 \cdot \frac{C \cdot P \cdot q}{86.400} + L_c \cdot T_i$$

onde:

Q = vazão (L/dia);

P = população (hab);

C = contribuição *per capita* (L/hab.dia);

K1 = coeficiente do dia de maior consumo = 1,2;

K2 = coeficiente da hora de maior consumo = 1,5;

K3 = coeficiente de menor consumo = 0,5;

C = coeficiente de retorno = 0,8;

q = contribuição per capita = 120L/hab.dia;

Lc = comprimento dos coletores de rua (m); e,

Ti = taxa de infiltração da rede coletora = 0,0002 L/s.m.

De acordo com o Projeto, a população da Zona residencial 4 é estimada em 4.708 pessoas no ano 2007, 5.872 pessoas no ano 2017 e 7.325 no ano 2027.

Vazão (2007)

As vazões máxima, média e mínima serão:

a) Vazão mínima

$$Q_{\min} = \frac{(4708 \times 120) \times 0,5}{86.400} \cdot 0,8 + 3.278 \times 0,0002 = 3,27 \text{ L/s} = 282,53 \text{ m}^3/\text{dia}$$

b) Vazão média

$$Q_{\text{méd}} = \frac{(4708 \times 120) \times 0,8}{86.400} + 3.278 \times 0,0002 = 5,89 \text{ L/s} = 508,90 \text{ m}^3/\text{dia}$$

c) Vazão máxima

$$Q_{\max} = 1,2 \cdot 1,5 \cdot \frac{(4708 \times 120)}{86.400} + 3.278 \times 0,0002 = 10,07 \text{ L/s} = 870,05 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Vazão (2017)

As vazões máxima, média e mínima serão:

a) Vazão mínima

$$Q_{\min} = \frac{(5.872 \times 120) \times 0,5}{86.400} \cdot 0,8 + 3.278 \times 0,0002 = 3,92 \text{ L/s} = 338,69 \text{ m}^3/\text{dia}$$



b) *Vazão média*

$$Q_{\text{méd}} = \frac{(5.872 \times 120) \times 0,8}{86.400} + 3.278 \times 0,0002 = 7,18 \text{ L/s} = 620,35 \text{ m}^3/\text{dia}$$

c) *Vazão máxima*

$$Q_{\text{máx}} = 1,2 \cdot 1,5 \cdot \frac{(5.872 \times 120)}{86.400} + 3.278 \times 0,0002 = 12,40 \text{ L/s} = 1.071,36 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Vazão (2027)

As vazões máxima, média e mínima serão:

a) *Vazão mínima*

$$Q_{\text{mín}} = \frac{(7.325 \times 120) \times 0,5}{86.400} \cdot 0,8 + 3.278 \times 0,0002 = 4,73 \text{ L/s} = 408,67 \text{ m}^3/\text{dia}$$

b) *Vazão média*

$$Q_{\text{méd}} = \frac{(7.325 \times 120) \times 0,8}{86.400} + 3.278 \times 0,0002 = 8,79 \text{ L/s} = 759,46 \text{ m}^3/\text{dia}$$

c) *Vazão máxima*

$$Q_{\text{máx}} = 1,2 \cdot 1,5 \cdot \frac{(7.325 \times 120)}{86.400} + 3.278 \times 0,0002 = 15,31 \text{ L/s} = 1322,78 \text{ m}^3/\text{dia}$$

3.4.2. TRATAMENTO PRELIMINAR

3.4.2.1. Calha Parshall

a) *Unidade de medição e controle da velocidade*

Será utilizado, para medição de vazão e controle da velocidade, um medidor tipo Parshall, de garganta $W = 3''$, cuja capacidade de vazão varia de um mínimo de 1,4 L/s e vazão máxima de 107 L/s.

b) *Altura da lâmina líquida*

$$H = \left(\frac{Q}{k} \right)^{\frac{1}{n}}$$



onde:

H = altura da lâmina líquida a 2/3 da seção convergente da calha Parshall (m);

Q = vazão (m³/s);

n e k = coeficientes que dependem da largura da garganta W.

Com W = 3 " tem-se:

n = 1,547

k = 0,176

$$H_{\max} = \left(\frac{0,0153}{0,176} \right)^{\frac{1}{1,547}} = 0,206 \text{ m}$$

$$H_{\text{med}} = \left(\frac{0,00072}{0,176} \right)^{\frac{1}{1,547}} = 0,126 \text{ m}$$

$$H_{\min} = \left(\frac{0,00327}{0,176} \right)^{\frac{1}{1,547}} = 0,076 \text{ m}$$

c) Rebaixo (Z) do medidor Parshall, em relação à soleira do vertedor da caixa de areia

$$Z = \frac{Q_{\max} \times H_{\min} - Q_{\min} \times H_{\max}}{Q_{\max} - Q_{\min}}$$

$$Z = \frac{15,31 \times 0,076 - 3,27 \times 0,206}{15,31 - 3,27} = 0,041 \text{ m}$$

d) Altura da lâmina líquida antes do rebaixo (h)

$$h = H - Z$$

$$h_{\max} = 0,206 - 0,041 = 0,165 \text{ m}$$

$$h_{\text{med}} = 0,126 - 0,041 = 0,085 \text{ m}$$

$$h_{\min} = 0,076 - 0,041 = 0,035 \text{ m}$$

3.4.2.2. Caixa de Grade

a) Adoção da grade

Será adotada uma grade simples, de limpeza manual, fina, com barras de seção retangular, com as seguintes características:

Seção da barra..... 3/8 "x 1 1/2"
Abertura 10 mm
Inclinação 45°



b) *Eficiência*

$$E = \frac{a}{t + a}$$

onde:

E = eficiência da grade;
a = abertura entre as barras (mm); e,
t = espessura da barra (mm).

$$E = \frac{10}{10 + 10} = 0,50$$

c) *Área útil*

$$A_u = \frac{Q_{\max}}{V}$$

onde:

A_u = área útil (m^2);
 Q_{\max} = vazão máxima (m^3/s); e,
V = velocidade de escoamento através das barras, adotada em 0,60 m/s.

$$A_u = \frac{0,01531}{0,60} = 0,026m^2$$

d) *Área total*

$$A_t = \frac{A_u}{E}$$

onde:

A_t = área total, considerando o escoamento à montante da grade (m^2);
 A_u = área útil (m^2); e,
E = eficiência da grade.

$$A_t = \frac{0,026}{0,50} = 0,052 m^2$$

e) *Comprimento e Largura do canal*

$$L_g = \frac{Q_{\max} \cdot t_d}{A_t}$$



$$L_g = \frac{0,01531 \times 2}{0,052} = 0,59 \text{ m (adotado = 0,60 m)}$$

$$b = \frac{A_t}{h_{\text{máx}}}$$

$$b = \frac{0,052}{0,165} = 0,32 \text{ m (adotado = 0,35 m)}$$

onde:

L_g = comprimento do canal (m);

$Q_{\text{máx}}$ = vazão máxima em (m³/s).

T_d = tempo de detenção.

b = largura do canal

Verificação das velocidades

| Q (m ³ /s) | h (m) | $A_t = b \cdot h$ (m ²) | $A_u = A_t \cdot E$ (m ²) | $V = Q/A_u$ (m/s) | Verificação |
|-----------------------|-------|----------------------------------------|------------------------------------------|----------------------|-------------|
| 0,01531 | 0,165 | 0,058 | 0,02888 | 0,53 | OK |
| 0,00718 | 0,085 | 0,030 | 0,01488 | 0,48 | OK |
| 0,00327 | 0,035 | 0,012 | 0,00613 | 0,53 | OK |

e) Altura da lâmina líquida

$$h = \frac{A_t}{b}$$

onde:

h = altura da lâmina líquida (m);

b = largura do canal, adotada em 0,35 m.

$$h = \frac{0,052}{0,35} = 0,15 \text{ m (adotou-se 0,20 m).}$$

f) Perda de carga

$$h_f = 1,43 \frac{V_o^2 - v^2}{2g}$$

onde:

h_f = perda de carga, considerando obstrução máxima de 50% da grade (m);

V_o = velocidade através das barras correspondente à vazão máxima (m/s); e,

v = velocidade à montante da grade (m/s).

Com a obstrução, a velocidade V_o passa para V , ou seja, o dobro da situação anterior.



$$V = 2 \times V_0 = 2 \times 0,53 = 1,06 \text{ m/s}$$

$$v = V_0 \times E = 0,53 \times 0,50 = 0,27 \text{ m/s}$$

$$h_f = 1,43 \frac{(1,06)^2 - (0,27)^2}{2 \times 9,81} = 0,08 \text{ m (adota-se 0,15 m).}$$

g) Comprimento da grade

$$x = \frac{h_v}{\text{sen } \theta}$$

onde:

x = comprimento da grade (m);

θ = ângulo de inclinação da grade = 45° ;

$h_v = h + h_f + D + 0,10$;

D = diâmetro da tubulação de chegada do efluente = 200 mm.

$$h_v = 0,165 + 0,15 + 0,20 + 0,1 = 0,615 \text{ m}$$

$$x = \frac{0,615}{0,707} = 0,87 \text{ m}$$

Será adotada grade com 0,87 m de comprimento.

h) Quantidade de barras

$$n = \frac{b}{t+a} = \frac{350}{10+10} = 17,5$$

Será adotada grade com 17 barras.

3.4.2.3. Caixa de Areia

a) Largura

$$b = \frac{Q_{\max}}{h \cdot V}$$

onde:

b = largura da caixa de areia (m); e,

V = velocidade a ser mantida nos canais (m/s).



$$b = \frac{0,01531}{0,165 \cdot 0,30} = 0,31 \text{ m}$$

Será adotada caixa de areia com 0,30 m de largura.

Verificação das velocidades

| Q (m³/s) | h (m) | A = b.h (m²) | V = Q/A (m/s) | Verificação |
|----------|-------|--------------|---------------|-------------|
| 0,01531 | 0,165 | 0,058 | 0,265 | OK |
| 0,00718 | 0,085 | 0,030 | 0,241 | OK |
| 0,00327 | 0,035 | 0,012 | 0,267 | OK |

b) Comprimento

$$L = 22,5 \times h$$

$$L = 22,5 \times 0,165 = 3,71 \text{ m}$$

Será adotada caixa de areia com 2,80 m de comprimento.

c) Verificação da taxa de escoamento superficial

$$I = \frac{Q_{\text{med}}}{L \times b}$$

$$I = \frac{620,352}{2,80 \times 0,35} = 633,01 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{dia}$$

A taxa de escoamento superficial situa-se entre o intervalo recomendado de 600 a 1.200 m³/m².dia

3.4.3. ESTAÇÃO ELEVATÓRIA

Cálculo para 10 anos (2017)

O dimensionamento da estação elevatória foi feito com base nos critérios e nas formulações adotadas por Vianna (1996).

3.4.3.1. Diâmetro da Tubulação de Recalque

O dimensionamento da tubulação de recalque é feito através da fórmula de Bresse:

$$D = 1,1 \times \sqrt{Q_{\text{máx}}}$$

onde:

D = diâmetro da tubulação de recalque (m);

Q_{máx} = vazão máxima adotada (m³/s)



$$D = 1,1 \times \sqrt{0,01240} = 0,122 \text{ m}$$

Será adotada uma tubulação de recalque com diâmetro de 150 mm.

- *Verificação da velocidade*

$$v = \frac{Q_{\text{máx}}}{\pi \times D^2 / 4} = \frac{0,01240}{\pi \times (0,15)^2 / 4} = 0,70 \text{ m/s}$$

O diâmetro da tubulação de 150 mm atende à velocidade média econômica que varia de 0,6 m/s a 2,5 m/s.

3.4.3.2. Perdas de Carga

a) Perda de carga unitária

A perda de carga unitária é dada pela fórmula de Hazen-Williams:

$$J = \frac{10,643 \times Q_{\text{máx}}^{1,85}}{C^{1,85} \times D^{4,87}}$$

onde:

J = perda de carga unitária (m/m);
Q_{máx} = vazão máxima (m³/s);
C = coeficiente de rugosidade do tubo; e,
D = diâmetro da tubulação (m).

$$J = \frac{10,643 \times 0,01240^{1,85}}{130^{1,85} \times 0,150^{4,87}} = 0,004 \text{ m/m}$$

b) Perda de carga distribuída

$$h_d = J \times L$$

onde:

h_d = perda de carga distribuída (m);
J = perda de carga unitária (m/m); e,
L = comprimento da tubulação (m).

$$h_d = 0,004 \times 3,60 = 0,01 \text{ m}$$

c) Perda de carga localizada

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



onde:

h_l = perda de carga localizada (m);

K = coeficiente total relativo às perdas de carga nas peças hidráulicas (Quadro 3.7 e 3.8);

v = velocidade na tubulação (m/s); e,

g = aceleração da gravidade (m/s²).

Quadro 3.7 – Constantes de perda de carga nas peças hidráulicas do barrilete (D= 150 mm)

| Peça | Quantidade | Coeficiente K | |
|---------------------|------------|---------------|-----------|
| | | Unitário | Sub-Total |
| Ampliação gradual | 1 | 0,30 | 0,30 |
| Curva de 90° | 2 | 0,40 | 0,80 |
| Tê de saída de lado | 1 | 1,30 | 1,30 |
| | | Total | 2,40 |

Quadro 3.6 – Constantes de perda de carga nas peças hidráulicas da Linha de recalque (D= 150 mm)

| Peça | Quantidade | Coeficiente K | |
|----------------------|------------|---------------|-----------|
| | | Unitário | Sub-Total |
| Tê saída bilateral | 2 | 1,80 | 3,60 |
| Curva de 90° | 3 | 0,40 | 1,20 |
| Saída de canalização | 1 | 1,00 | 1,00 |
| | | Total | 5,80 |

$$h_l = 5,80 \times \frac{\left(\frac{4 \times 0,01240}{\pi \times 0,150^2} \right)^2}{2 \times 9,81} = 0,15 \text{ m}$$

d) Perda de carga total

$$h_T = h_d + h_l = 0,06 + 0,15 = 0,21 \text{ m}$$

3.4.3.3. Altura Manométrica e Geométrica

A altura geométrica (h_g) será:

h_g = nível de lançamento – nível mínimo do poço de sucção

$$h_g = 142,970 - 135,602 = 7,37 \text{ m}$$

A altura manométrica (H_{man}) é dada por:

$$H_{man} = h_g + h_T + h$$

$$H_{man} = 7,37 + 0,21 + 0,06 = 7,64 \text{ m}$$



3.4.3.4. Conjunto Motor-Bomba

a) Potência do motor

$$P = \frac{\gamma \times Q \times H_{\text{man}}}{75 \times \eta}$$

onde:

P = potência teórica do conjunto motor-bomba (CV);

γ = peso específico do líquido (kg/m³);

Q = vazão (m³/s); e,

η = rendimento do conjunto motor-bomba, adotado em 40%.

$$P = \frac{1.000 \times 0,01240 \times 7,64}{75 \times 0,40} = 3,16 \text{ CV}$$

A folga técnica para o motor é de 50%. Sendo assim:

$$P = 1,5 \times 3,16 = 4,74 \text{ CV}$$

b) Equipamento adotado

Deverá ser adotado conjunto motor-bomba com as seguintes características:

| | |
|--------------------------|----------|
| Fabricante | KSB |
| Modelo | E 80-200 |
| Potência nominal..... | 5,0 CV |
| Vazão | 14,2 L/s |
| Altura manométrica | 7,6 mca |

3.4.3.5. Poço de Sucção

a) Volumes

$$V_u = 1,5 \times Q_{\text{máx}}$$

onde:

V_u = volume útil do poço de sucção (m³); e,

$Q_{\text{máx}}$ = vazão máxima afluenta (m³/min).

$$V_u = 1,5 \times 0,74 = 1,12 \text{ m}^3$$

O volume morto é o volume compreendido entre o fundo do poço e o nível mínimo do esgoto em seu interior.

$$V_m = L \times C \times H_s$$



onde:

V_m = volume morto (m^3);

L = largura do poço de sucção, adotada em 2,35 m;

C = comprimento do poço de sucção, adotado em 1,50 m;

H_s = nível mínimo de sucção (m), fornecido pelo fabricante da bomba = 0,315 m.

$$V_m = 2,35 \times 1,50 \times 0,315 = 1,11 \text{ m}^3$$

O volume efetivo (V_e) é o volume compreendido entre o fundo do poço de sucção e o nível médio de operação das bombas. De um modo geral, o volume armazenado no poço varia linearmente com o nível em seu interior. Assim, será considerado que o volume correspondente ao nível médio seja a metade do volume útil (V_u).

$$V_e = V_m + \frac{V_u}{2} = 1,11 + \frac{1,12}{2} = 1,67 \text{ m}^3$$

O volume total (V_{total}) corresponde à soma do volume morto (V_m) com o volume útil (V_u).

$$V_{total} = 1,11 + 1,12 = 2,23 \text{ m}^3$$

b) *Nível*

$$H_{total} = \frac{V_{total}}{L \times C} = \frac{2,33}{2,35 \times 1,50} = 0,632 \text{ m}$$

c) *Tempo de detenção*

$$T_d = \frac{V_e}{Q_{med}}$$

T_d = tempo de detenção (s);

V_e = volume efetivo (m^3); e,

Q_{med} = vazão máxima do esgoto afluente (m^3/s).

$$T_d = \frac{1,67}{0,124} = 135 \text{ s} \approx 2 \text{ min}$$

d) *Tempo de ciclo*

$$T_c = \frac{V_u}{Q_{min}} + \frac{V_u}{Q_b - Q_{min}}$$



onde:

T_c = tempo de ciclo da bomba (s);
 V_u = volume útil do poço de sucção (m^3);
 Q_{min} = vazão mínima do esgoto afluente (m^3/s); e,
 Q_b = vazão da bomba, de acordo com o ponto de operação (m^3/s).

$$T_c = \frac{1,12}{0,00392} + \frac{1,12}{0,0142 - 0,00392} = 393 \text{ s} \approx 7 \text{ min}$$

3.5. ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO

O dimensionamento da Estação de Tratamento de esgoto é feito para o período de 10 anos.

3.5.1. REATOR UASB

3.5.1.1. Parâmetros de Projeto

a) Vazões:

$$Q_{max} = 44,64 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{med} = 25,85 \text{ m}^3/\text{h}$$

b) Concentrações afluentes:

$$DBO = 450 \text{ mg/L}$$

$$DQO = 950 \text{ mg/L}$$

d) Tempo de detenção hidráulica:

$$TDH = 8,0 \text{ h}$$

3.5.1.2 Cargas Afluentes

$$L_0 = P \times C$$

onde:

L_0 = Carga (Kg/d);

C = contribuição per-capita de DQO ou DBO (kg/hab.dia);

P = População (hab);

$$\text{Para a DBO: } L_0 = 5872 \times 0,5 = 293,6 \text{ kgDBO/dia}$$

$$\text{Para a DQO: } L_0 = 5872 \times 0,1 = 587,2 \text{ kgDQO/dia}$$

3.5.1.3. Volume do Reator

$$V = Q_{med} \times TDH$$

onde:



V = volume total dos reatores (m^3);
 $Q_{\text{méd}}$ = vazão média (m^3/h);
TDH = tempo de detenção hidráulica (h)

$$V = 25,85 \times 8,0 = 206,78 \text{ m}^3$$

Como será adotado 1 reator, o volume será:

$$V_u = \frac{V}{1} = \frac{206,78}{1} = 206,78 \text{ m}^3$$

3.5.1.4. Dimensões do Reator

$$A = \frac{V_u}{H}$$

onde:

A = área do reator (m^2);
 V_u = volume unitário do reator (m^3);
 H = altura útil do reator, adotada em 4,20 m.

$$A = \frac{206,78}{4,20} = 49,23 \text{ m}^2$$

Será adotado 1 (um) reator com as seguintes dimensões:

| | |
|------------------|---------|
| Largura..... | 6,35 m |
| Comprimento..... | 7,80m |
| Altura..... | 4,20 m |
| Área..... | 49,53 m |

3.5.1.5. Verificação da Área, do Volume e do Tempo de Detenção Corrigidos.

Área total corrigida:

$$A_t = N \times A = 2 \times 49,53 = 49,53 \text{ m}^2$$

Volume total corrigido:

$$V_t = A_t \times H = 49,53 \times 4,20 = 208,03 \text{ m}^3$$

Tempo de detenção hidráulica corrigido:

$$TDH = \frac{V_t}{Q_{\text{méd}}} = \frac{208,03}{25,85} = 8,04 \text{ h}$$

3.5.1.6. Verificação das Cargas Aplicadas



Carga hidráulica volumétrica:

$$CHV = \frac{Q_{\text{má}}}{V_t} = \frac{620,35}{208,03} = 2,98 \text{ m}^3/\text{m}^3.\text{dia}$$

A CHV encontra-se abaixo de 5,0 m³/m³.dia, estando dentro da faixa recomendada.

3.5.1.7. Tubos de Distribuição

$$N_d = \frac{A}{A_i}$$

N_d = número de distribuidores;

A = área da seção transversal do reator (m²); e,

A_i = área de influência do distribuidor, adotada em 3,0 m².

$$N_d = \frac{49,53}{3,00} = 16,5$$

Serão utilizados 16 tubos de distribuição no reator UASB.

$$v_d = \frac{Q_{\text{má}}}{\frac{N \times N_d}{\pi \times D_d^2} \times 4}$$

onde:

v_d = velocidade descendente nos distribuidores (m/s);

$Q_{\text{má}}$ = vazão máxima (m³/s);

N = número de reatores;

N_d = número de distribuidores; e,

D_d = diâmetro do tubo de distribuição, adotado em 100 mm.

$$v_d = \frac{0,0124}{\frac{1 \times 16}{3,14 \times (0,100)^2} \times 4} = 0,10 \text{ m/s}$$

As velocidades são menores que 0,20 m/s, atendendo ao valor máximo recomendado.

3.5.1.8. Estimativas das Eficiências de Remoção de DQO e de DBO

Eficiência de remoção de DBO:

$$E_{\text{DBO}} = 100 \times (1 - 0,70 \times \text{TDH}^{-0,50}) = 100 \times (1 - 0,70 \times 8,0^{-0,50}) = 75,3\%$$



Eficiência de remoção de DQO:

$$E_{DQO} = 100 \times (1 - 0,68 \times TDH^{-0,35}) = 100 \times (1 - 0,68 \times 8,0^{-0,35}) = 67,2\%$$

3.5.1.9. Estimativa das Concentrações de DQO, DBO e NTK no Efluente

Concentração de DBO no efluente:

$$S_{UASB} = S_0 - \frac{E_{DBO} \times S_0}{100} = 450 - \frac{75,3 \times 450}{100} = 111,2 \text{ mg/L}$$

Concentração de DQO no efluente:

$$S_{UASB} = S_0 - \frac{E_{DQO} \times S_0}{100} = 950 - \frac{67,2 \times 950}{100} = 311,60 \text{ mg/L}$$

Concentração de NTK no efluente:

$$S_{UASB} = S_0 - \frac{E_{DQO} \times S_0}{100} = 50 - \frac{10 \times 50}{100} = 16,4 \text{ mg/L}$$

3.5.1.10. Produção de Metano e de Biogás

$$DQO_{CH_4} = Q_{\text{máx}} \times (S_0 - S) - Y_{\text{obs}} \times Q_{\text{máx}} \times S_0$$

onde:

DQO_{CH_4} = parcela de DQO convertida em metano (kgDQO/d)ia;

$Q_{\text{máx}}$ = vazão máxima de esgoto afluente (m^3/dia);

S_0 = concentração de DQO afluente (kgDQO/m^3);

S_{UASB} = concentração de DQO efluente (kgDQO/m^3);

Y_{obs} = coeficiente de produção de sólidos no sistema, em termos de DQO ($\text{kgDQO}_{\text{lodo}}/\text{kgDQO}_{\text{apl}}$).

$$DQO_{CH_4} = 620,35 \times (0,95 - 0,31) - 0,21 \times 620,35 \times 0,95 = 272,27 \text{ KgDQO/dia}$$

$$K(t) = \frac{P \times K}{R \times (273 + t)}$$

onde:

$K(t)$ = fator de correção para a temperatura operacional do reator (kgDQO/m^3);

P = pressão atmosférica = 1 atm;

K = DQO correspondente a um mol de CH_4 = 64 gDQO/mol;

R = constante dos gases = 0,08206 atm.L/mol.°K;

t = temperatura operacional do reator = 25°C.

$$K(t) = \frac{1 \times 64}{0,08206 \times (273 + 25)} = 2,62 \text{ kgDQO}/\text{m}^3$$



A produção volumétrica (vazão) de metano será dada por:

$$Q_{CH_4} = \frac{DQO_{CH_4}}{K(t)}$$
$$Q_{CH_4} = \frac{272,27}{2,62} = 104,03 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Para a avaliação da produção de biogás (Q_g), será considerado um percentual de 75% de metano no biogás.

$$Q_g = \frac{104,03}{0,75} = 138,71 \text{ m}^3/\text{d} = 5,78 \text{ m}^3/\text{h}$$

3.5.1.11. Coletores de Gás

$$A_g = N_g \times C_g \times L_g$$

onde:

A = área total dos coletores de gás (m^2);
 N_g = número de coletores de gás por reator;
 C_g = comprimento do coletor de gás (m); e,
 L_g = largura do coletor de gás (m).

$$A_g = 2 \times 7,80 \times 0,25 = 3,9 \text{ m}^2$$

$$v_g = \frac{Q_g}{A_g}$$

onde:

v_g = taxa de liberação de biogás ($\text{m}^3/\text{m}^2/\text{h}$);
 Q_g = vazão de biogás (m^3/h);
 A_g = área total dos coletores de gás (m^2).

$$v_g = \frac{5,78}{3,9} = 1,48 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{h}$$

Os valores encontrados estão de acordo com o mínimo recomendado de $1,0 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{h}$.

3.5.1.12. Aberturas para o Decantador

$$A_a = N_a \times C_a \times L_a$$

onde:

A_a = área total das aberturas (m^2);



N_a = número de aberturas por reator;
 C_a = comprimento da abertura (m); e,
 L_a = largura da abertura (m).

$$A_a = 4 \times 7,80 \times 0,50 = 15,60 \text{ m}^2$$

$$V_a = \frac{Q}{A_a}$$

onde:

v_a = velocidade nas aberturas (m/h)
 Q = vazão no reator (m^3/h);
 A_a = área total das aberturas (m^2).

$$\text{Para } Q_{\text{méd}} \rightarrow v_a = \frac{25,85}{15,60} = 1,66 \text{ m/h}$$

$$\text{Para } Q_{\text{máx}} \rightarrow v_a = \frac{44,64}{15,60} = 2,86 \text{ m/h}$$

3.5.1.13. Decantador

$$A_d = N_d \times C_d \times L_d$$

onde:

A_d = área total dos decantadores (m^2);
 N_d = número de decantadores;
 C_d = comprimento do decantador (m); e,
 L_d = largura média do decantador (m).

$$A_d = 4 \times 7,80 \times 1,80 = 56,16 \text{ m}^2$$

$$v_d = \frac{Q}{A_d}$$

onde:

v_d = taxa de aplicação superficial (m/h);
 Q = vazão no reator (m^3/h);
 A_d = área total dos decantadores (m^2).

$$\text{Para } Q_{\text{méd}} \rightarrow v_d = \frac{25,85}{56,16} = 0,46 \text{ m/h}$$

$$\text{Para } Q_{\text{máx}} \rightarrow v_d = \frac{44,64}{56,16} = 0,79 \text{ m/h}$$



$$TDH_d = \frac{V_d}{Q \times N_d}$$

onde:

TDH_d = tempo de detenção hidráulica no decantador (h);

V_d = volume do decantador (m^3); e,

Q = vazão (m^3/h).

$$\text{Para } Q_{\text{méd}} \rightarrow TDH = \frac{179,71}{25,85 \times 4} = 1,74 \text{ h}$$

$$\text{Para } Q_{\text{máx}} \rightarrow TDH = \frac{179,71}{44,64 \times 4} = 1,01 \text{ h}$$

Os valores encontram-se próximo de 2,0 h, para a vazão média, e acima de 1,0 h, para a vazão máxima, atendendo aos limites recomendados.

3.5.1.14. Produção de lodo

$$P_{\text{lodo}} = Y \times DQO_{\text{apl}}$$

onde:

P_{lodo} = produção de lodo (kgSST/dia);

Y = coeficiente de produção de sólidos, adotado em 0,15 kgSST/kgDQO_{apl};

DQO_{apl} = carga de DQO aplicada no sistema (kgDQO/dia).

$$P_{\text{lodo}} = 0,15 \times 587,20 = 88,08 \text{ kgSST/dia}$$

$$V_{\text{lodo}} = \frac{P_{\text{lodo}}}{\gamma \times C_{\text{lodo}}}$$

onde:

V_{lodo} = volume de lodo (m^3);

P_{lodo} = produção de lodo (kgSST/dia);

γ = densidade do lodo, adotada em 1.020 kgSST/ m^3 ;

C_{lodo} = concentração de sólidos no lodo, adotada em 5%.

$$V_{\text{lodo}} = \frac{88,08}{1.020 \times 0,05} = 1,73 \text{ m}^3$$

3.5.2. FILTRO SUBMERSO AERADO

3.5.2.1. Cargas Afluentes

Carga afluyente de DQO:

$$L_0 = S_{\text{UASB}} \times Q_{\text{med}} = 0,312 \text{ kg}/m^3 \times 620,35 \text{ m}^3/d = 193,30 \text{ kgDQO}/\text{dia}$$



Carga afluente de DBO:

$$L_0 = S_{UASB} \times Q_{med} = 0,111 \text{ kg/m}^3 \times 620,35 \text{ m}^3/\text{d} = 68,95 \text{ kgDBO/dia}$$

3.5.2.2. Área do Meio Suporte

$$A_{MS} = \frac{L_0}{TA_{MS}}$$

onde:

A_{MS} = área do meio suporte (m^2);

L_0 = carga afluente de DQO (kg/DQO/dia);

TA_{MS} = taxa de aplicação do meio suporte, adotada em 7 gDQO/m^2 .

$$A_{MS} = \frac{193,30}{7/1000} = 27.614 \text{ m}^2$$

2.5.2.3. Volume do Meio Suporte

$$V_{MS} = \frac{A_{MS}}{AE_{MS}}$$

onde:

V_{MS} = volume do meio suporte (m^3);

A_{MS} = área do meio suporte (m^2);

AE_{MS} = área específica do meio suporte, adotada em $265 \text{ m}^3/\text{m}^2$, de acordo com o enchimento fornecido pelo fabricante.

$$V_{MS} = \frac{27614}{265} = 104,21 \text{ m}^3$$

2.5.2.4. Volume do Reator

$$V = \frac{V_{MS}}{FE}$$

onde:

V = volume do reator (m^3);

V_{MS} = volume do meio suporte (m^3);

FE = fator empacotamento, adotado em 0,9.

$$V = \frac{104,21}{0,9} = 115,79 \text{ m}^3$$



Como será adotado 1 reator, o volume do reator será:

$$V_u = \frac{V}{1} = \frac{115,79}{1} = 115,79 \text{ m}^3$$

2.5.2.5. Dimensões do Reator

$$A = \frac{V_u}{H}$$

onde:

A = área do reator (m²);
V_u = volume unitário do FSA (m³); e,
H = altura útil do reator, adotada em 3,70 m.

$$A = \frac{115,79}{3,70} = 31,29 \text{ m}^2$$

Será adotado 1 (um) FSA e com as seguintes dimensões:

| | |
|------------------|----------------------|
| Largura..... | 6,35 m |
| Comprimento..... | 5,00 m |
| Altura útil..... | 3,70 m |
| Área..... | 31,75 m ² |

3.5.2.6. Demanda de Oxigênio

$$DO_2 = 3,3 L_0$$

onde:

DO₂ = demanda de oxigênio (m³/dia); e,
L₀ = carga afluyente de DBO (kgDBO/dia).

$$DO_2 = 3,3 \times 68,95 = 227,54 \text{ m}^3/\text{d} = 9,48 \text{ m}^3/\text{h}$$

3.5.2.7. Sopradores

a) Vazão de ar

$$Q_{ar} = \frac{DO_2}{FT \times J \times T \times E}$$

onde:

Q_{ar} = vazão de ar no sistema (m³/h);



DO_2 = demanda de oxigênio (m^3/h);
 FT = fator de trabalho, adotado em 0,50;
 J = densidade do ar = 1,2 kg/m^3 ;
 T = percentual de oxigênio no ar, adotado em 23%; e,
 E = eficiência do sistema de aeração, adotada em 20%.

$$Q_{ar} = \frac{9,48}{0,50 \times 1,2 \times 0,23 \times 0,20} = 343,48 \text{ m}^3/h = 0,10 \text{ m}^3/s$$

b) Potência do conjunto soprador

$$P = \frac{Q \times \rho \times g \times (H + \Delta H)}{\eta \times 1000}$$

onde:

P = potência do conjunto soprador (kW);
 Q_{ar} = vazão de ar no sistema (m^3/s);
 ρ = densidade do líquido (kg/m^3);
 g = aceleração da gravidade (m/s^2);
 H = altura máxima alcançada (m);
 ΔH = perda de carga na tubulação de ar, adotada em 1,00 m; e,
 η = rendimento do conjunto, adotado em 60%.

$$P = \frac{0,10 \times 1000 \times 9,81 \times (4,70 + 1,00)}{0,60 \times 1000} = 8,89 \text{ KW} = 12,08 \text{ CV}$$

A folga para sopradores é de 20%.

$$P = 12,08 \times 1,20 = 14,50 \text{ CV.}$$

Será considerado um conjunto soprador com as seguintes especificações:

Fabricante.....Omel
 Tipo.....Soprador bilobular
 Modelo.....SR0720
 Potência.....12,5CV
 Sobrepressão.....600 mbar
 Rotação.....4000 rpm

3.5.3. DECANTADOR LAMELAR DO FSA

3.5.3.1. Dados de Entrada

a) Taxa de escoamento superficial ou velocidade de sedimentação:

$$V_s = 1,25 \text{ cm/min} = 2,08 \times 10^{-4} \text{ m/s}$$



b) *Largura do decantador:*

$$a = 1,15 \text{ m}$$

c) *Características das placas:*

- Inclinação das placas = 60°
- Espaçamento entre as placas = 10 cm
- Espessura da placa = 8 mm
- Comprimento da placa = 2,00 m

Obs: São 5 (cinco) sub-módulos por decantador.

3.5.3.2. *Comprimento Relativo*

À distância entre as placas, normal ao fluxo, é dada por:

$$d = e \cdot \text{sen}\theta$$

onde:

d = distância entre as placas, normal ao fluxo (cm);

e = espaçamento entre as placas (cm);

θ = ângulo de inclinação das placas.

$$d = 10 \times \text{sen}60^\circ = 8,7 \text{ cm}$$

O comprimento útil do elemento tubular (compreendido entre dois planos perpendiculares ao fluxo nas extremidades de duas placas consecutivas) é:

$$l_u = 0,9 \times (l - e \cdot \text{cos}\theta)$$

onde:

l_u = comprimento útil do elemento tubular (cm);

l = comprimento da placa (cm);

e = espaçamento entre as placas (cm); e,

θ = ângulo de inclinação das placas.

$$l_u = 0,9 \times (200 - 10 \times \text{cos}60^\circ) = 175,5 \text{ cm}$$

O comprimento relativo L será:

$$L = l_u / d$$

$$L = 175,5 / 8,7 = 20,2$$



3.5.3.3. Área Superficial Útil

$$A = \frac{Q_{\max}}{F \times V_s}$$

onde:

A = área superficial útil do decantador (m²);

Q = vazão máxima no decantador (m³/s);

F = fator de forma = $\text{sen } \theta (\text{sen } \theta + L \cos \theta)$; e,

V_s = velocidade de sedimentação (m/s).

F = $\text{sen } 60^\circ (\text{sen } 60^\circ + 15,0 \times \text{sen } 60^\circ) = 7,25$

$$A = \frac{0,00248}{9,50 \times 2,08 \times 10^{-4}} = 1,25 \text{ m}^2$$

3.5.3.4.. Número de Canais entre as Placas

$$N = \frac{A \text{ sen } \theta}{a \times d}$$

onde:

N = número de canais entre as placas;

A = área superficial útil do decantador (m²);

θ = ângulo de inclinação das placas;

a = largura total do decantador (m); e,

d = distância entre as placas, normal ao fluxo (m).

$$N = \frac{1,25 \times \text{sen } 60^\circ}{1,15 \times 0,087} = 11$$

A quantidade de placas será então: $N + 1 = 11 + 1 = 12$.

3.5.3.5. Comprimento Total do Decantador

$$C = \ell \cos \theta + \frac{N \times d + (N + 1) \times b}{\text{sen } \theta}$$

onde:

C = comprimento do decantador (m);

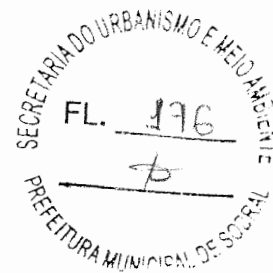
ℓ = comprimento da placa (m);

N = número de canais entre as placas;

d = distância entre as placas, normal ao fluxo (m);

b = espessura da placa (m); e,

θ = ângulo de inclinação das placas.



$$C = 2,00 \times \cos 60^\circ + \frac{11 \times 0,087 + (11 + 1) \times 0,008}{\sin 60^\circ} = 2,22 \text{ m}$$

3.5.4. TANQUE DE CONTATO PARA CLORAÇÃO

3.5.4.1. Volume do Tanque

$$V = Q_{\text{med}} \times t_c$$

onde:

V = volume do tanque de contato (m³);
Q_{med} = vazão média do efluente (m³/min); e,
t_c = tempo de contato, adotado em 30 min.

$$V = 0,431 \times 30 = 12,93 \text{ m}^3$$

3.5.4.2. Dimensões do Tanque

$$h = \frac{V}{L \times C}$$

onde:

h = altura útil (m);
V = volume do tanque (m³);
L = largura, adotada em 3,50 m;
C = comprimento, adotado em 7,08 m.

$$h = \frac{12,93}{6,35 \times 3,00} = 0,68 \text{ m}$$

Será adotada uma altura útil de 0,68 m.

3.5.4.3. Consumo de Cloro

$$D_c = Q_{\text{med}} \times C_c$$

onde:

D_c = demanda ou consumo de cloro (mg/s);
Q_{máx} = vazão máxima afluente (L/s);
C_c = concentração de cloro aplicada, adotada em 5,0 mg/L.
D_c = 7,18 x 5,0 = 35,9 mg/s = 0,13 kg/h



Considerando uma concentração de 5% de cloro na solução de hipoclorito, o consumo da solução (D_h) será:

$$D_h = 2,60 \text{ L/h} = 62,40 \text{ L/dia}$$

Considerando armazenamento de 7 dias da solução de hipoclorito, será adotado 1 tanque de 500 L.

Será adotada uma bomba dosadora com as seguintes especificações:

Fabricante Blow Air
Modelo HC-100
Vazão 1,5 L/h
Pressão 12 bar

3.5.5. LEITOS DE SECAGEM

O dimensionamento dos leitos de secagem foi feito com base nos critérios e nas formulações adotados por Andreoli *et al.* (2001)¹.

3.5.5.1. Quantidade de Lodo

A vazão de lodo será:

$$Q_L = \frac{M_L}{\gamma \times C}$$

Q_L = vazão de lodo (L/dia);

M_L = Massa de lodo anaeróbio + Massa de lodo originalmente aeróbio = 88,08 + 42,02 = 130,10 (kgSS/dia);

γ = peso específico do lodo (kg/m³); e,

C = Teor de sólidos no lodo, adotada em 4%.

$$Q_L = \frac{130,10}{1.020 \times 0,04} = 3,19 \text{ m}^3/\text{dia}$$

3.5.5.2. Área Necessária

$$A_{LS} = \frac{M_L \times T}{C_s}$$

onde:

A_{LS} = área do leito de secagem (m²);

M_L = carga de SST no lodo (kgSS/dia);

T = tempo do ciclo de operação, adotado em 14 dias; e,

C_s = taxa nominal de aplicação de sólidos, adotada em 15 kgST/m² (de acordo com a NB 570/1989).

¹ ANDREOLI, C. V. *et al.* Lodo de esgotos: tratamento e disposição final. Belo Horizonte: DESA/UFMG, 2001.



$$A_{LS} = \frac{130,10 \times 14}{15} = 121,42 \text{ m}^2$$

3.5.5.3. Dimensões das Células

$$A_c = \frac{A_{LS}}{N_{LS} \times N_s}$$

onde:

A_c = área da célula (m^2);
 A_{LS} = área do leito de secagem (m^2);
 N_{LS} = número de leitos de secagem; e,
 N_s = número de células por leito, adotado em 7.

$$A_c = \frac{121,42}{1 \times 7} = 17,35 \text{ m}^2$$

No leito de secagem, serão utilizadas 7 (sete) células com as seguintes dimensões:

Largura 3,00 m
Comprimento 6,00 m
Área 18,00 m^2

3.5.5.4. Altura da Lâmina de Lodo

$$V_L = Q_L \times T$$

onde:

V_L = volume de lodo desaguado por ciclo (m^3);
 Q_L = vazão de lodo (m^3/dia); e,
 T = tempo do ciclo de operação, adotado em 15 dia.

$$V_L = 3,19 \times 14 = 44,64 \text{ m}^3$$

$$h_L = \frac{V_L}{A_{LS}}$$

onde:

h_L = altura da lâmina de lodo após descarga no leito de secagem (m);
 V_L = volume de lodo desaguado por ciclo (m^3);
 A_{LS} = área do leito de secagem (m^2).

$$h_L = \frac{44,64}{121,42} = 0,37 \text{ m}$$



3.5.6. POÇO DE LODO

3.5.6.1. Produção de lodo

$$P_L = Y \times L_{DBO}$$

Onde:

P_L = produção de lodo;

Y = taxa de produção de lodo;

L_{DBO} = carga afluente de DBO.

$$P_L = 0,75 \times 68,95 = 51,71$$

3.5.6.2. Volume de lodo

$$V_{Lodo} = \frac{P_L}{D_L \times C_s}$$

onde:

V_{Lodo} = volume de lodo;

D_L = densidade de lodo = 1020 Kg/m³;

C_s = concentração de lodo = 1%

$$V_{Lodo} = \frac{51,71}{1020 \times 0,01} = 5,07 \text{ m}^3/\text{dia}$$

3.5.6.3. Volume do Poço

$$V_{poço} = V_{Lodo} \times t_a$$

Onde:

$V_{poço}$ = volume do poço (m³)

t_a = tempo de acúmulo do lodo = 1 dia

$$V_{poço} = 5,07 \times 1 = 5,07 \text{ m}^3$$

$$H_{útil} = \frac{3,14 \times D^2}{4}$$

Onde:

D = diâmetro do poço (m) = 2,50 m

$$H_{útil} = \frac{3,14 \times 2,50^2}{4} = 1,03 \text{ m}$$



3.6. ESTIMATIVA DAS EFICIÊNCIAS

A eficiência de remoção da matéria orgânica no reator UASB é função direta do tempo de detenção. Estima-se que o reator UASB apresente os seguintes valores, conforme calculado previamente:

- Eficiência de remoção de DBO 75,3%
- Eficiência de remoção de DQO 67,2%
- DBO efluente 111,2 mg/L
- DQO efluente 311,6 mg/L

Para o filtro submerso aerado (FSA), estimam-se as seguintes eficiências de remoção, baseando-se na bibliografia correlata:

- Eficiência de remoção de DBO 85,0%
- Eficiência de remoção de DQO 73,0%

As respectivas concentrações efluentes deverão ser:

$$\text{DBO} \rightarrow S_{\text{DBO}} = 111,2 - \frac{85,0 \times 111,2}{100} = 16,7 \text{ mg/L}$$

$$\text{DQO} \rightarrow S_{\text{DQO}} = 311,6 - \frac{73,0 \times 311,6}{100} = 84,1 \text{ mg/L}$$

Tais concentrações atendem à Portaria SEMACE Nº 154/2002.

As eficiências globais do sistema serão:

$$\text{DBO} \rightarrow E_{\text{DBO}} = 100 \times \frac{S_0 - S_{\text{DBO}}}{S_0} = 100 \times \frac{450 - 16,7}{450} = 96,3\%$$

$$\text{DQO} \rightarrow E_{\text{DQO}} = 100 \times \frac{S_0 - S_{\text{DQO}}}{S_0} = 100 \times \frac{950 - 84,1}{950} = 91,1\%$$

A eficiência na remoção de coliformes termotolerantes deverá ser controlada através da dosagem adequada de cloro no tanque de contato, a fim que seja atendida a concentração máxima de 1.000 CF/100 mL no efluente.