

Projeto de Engenharia das Estações Elevatórias de Esgoto Bruto, Linhas de Recalque

Bairros Jardim Itaguaçu- Salto - SP

MEMORIAL DESCRITIVO E DE CÁLCULO

Maio/ 2025

Elaborado por: Marcio Rodrigo Akamatsu

SAAE -SALTO

1. NORMAS TÉCNICAS CONSULTADAS

As normas técnicas relacionadas abaixo, dentre outras, nortearam a elaboração dos estudos e projetos:

NBR9648/1986: Estudo de Concepção de Sistemas de Esgoto Sanitário

NBR9649/1986: Projeto de Redes Coletoras de Esgoto Sanitário

NBR9814/1987: Execução de Rede Coletora de Esgoto Sanitário

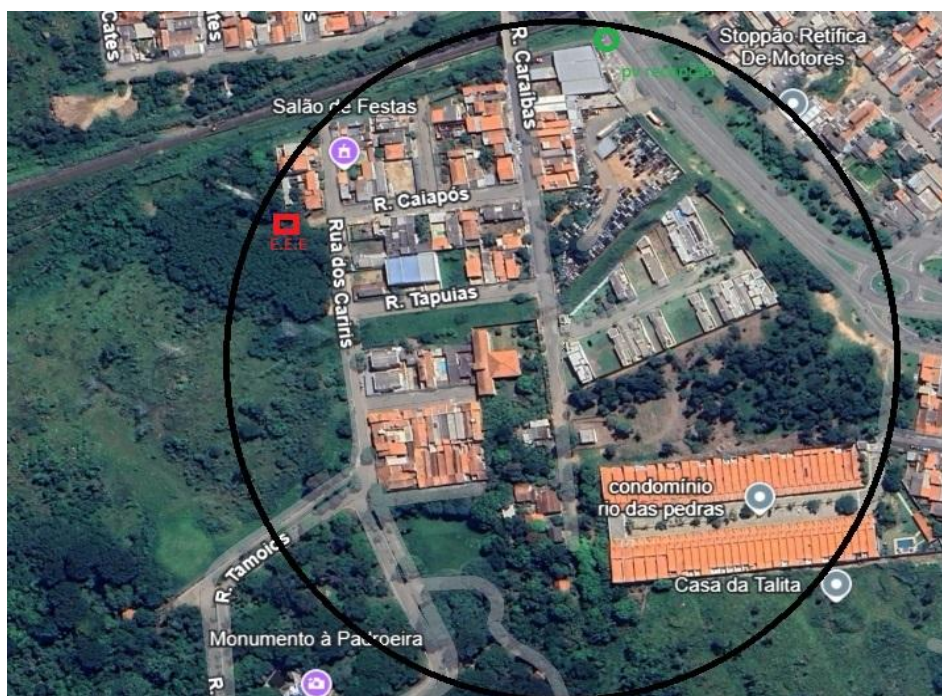
NBR12207/1992: Projeto de Interceptores de Esgoto Sanitário

NBR12208/1992: Projeto de Estações Elevatórias de Esgoto Sanitário

NBR12209/1992: Projetos de Estações de tratamento de Esgoto Sanitário

2. ÁREA DE PROJETO

A área de atendimento fica localizada no bairro Jardim Itaguaçu, na cidade de Salto. A área é de aproximadamente 133.243,42 m², abaixo segue foto aérea do terreno onde está localizado os bairros.



Área de projeto

2.1 DIVISÃO DA ÁREA ATENDIDA EM BACIAS DE CONTRIBUIÇÃO

A área em questão está dividida em uma sub-bacias de contribuição. Dessa forma, todo o esgoto sanitário do bairro é escoado via rede coletora existente por gravidade até o ponto onde será implantado a elevatória

3. CRITÉRIOS E PARÂMETROS DE PROJETO

3.1 ESTIMATIVA DO CONSUMO PER CAPITA

Devido a falta de dados referentes ao consumo e a contribuição de esgotos será adotado valor comumente utilizado e indicado pela norma NBR 7229 em sua Tabela 1. Segundo a norma citada para residências de padrão médio a contribuição de esgotos é de 130 l/hab.d. Uma vez que o coeficiente de retorno adotado é de 0,80 o consumo per capita de água de abastecimento seria de 162,50 l/hab.d, portanto, valor considerado na grande maioria de projetos do mesmo tipo e indicado em diversas referências bibliográficas.

3.2 COEFICIENTES DE VARIAÇÃO DAS VAZÕES DE DEMANDA (K1, K2, K3)

Serão utilizados como coeficientes de variação os valores indicados pela norma NBR 9649, ou seja:

- | | |
|-------------------------|------------|
| – Dia de maior consumo | $k1 = 1,2$ |
| – Hora de maior consumo | $k2 = 1,5$ |
| – Consumo mínimo | $k3 = 0,5$ |

A relação entre o volume de esgoto encaminhado à rede e o volume de água consumido, definido como coeficiente de retorno, foi considerado de 0,80.

4. DETERMINAÇÃO DAS VAZÕES DE CONTRIBUIÇÃO

A vazão de contribuição de um sistema de esgotamento sanitário deve levar em conside-

ração o número de pessoas que contribui para o sistema, o esgoto gerado por cada uma dessas pessoas e a vazão de infiltração na rede coletora de esgotos, proveniente principalmente de água da chuva.

O número de habitantes contribuintes para o sistema foi obtido anteriormente, e a quantidade de esgoto que cada indivíduo despeja na rede é feito de forma estimativa conforme o item

Para obtenção da vazão de infiltração na rede é necessário saber qual é o comprimento de rede existente ou previsto no sistema, assim como a taxa de contribuição de infiltração no sistema. Nos itens seguintes são apresentados os cálculos utilizados na estimativa da vazão de infiltração que juntamente com o esgoto gerado pela população serão a vazão de contribuição do sistema em questão.

4.1 TAXA DE CONTRIBUIÇÃO DE INFILTRAÇÃO

Segundo a NBR 9649, a taxa de contribuição de infiltrações depende de condições locais, tais como: nível d'água do lençol freático, natureza do subsolo, qualidade da execução da rede, material da tubulação e tipo de junta utilizado. O valor adotado deverá estar na faixa de 0,05 a 1,00 l/s/ km.

No presente sistema adotou-se a taxa de contribuição de infiltração **Ti= 0,20 l/s/km**, em virtude da utilização de tubulação em PVC com poços de visita convencionais, o que proporciona uma estanqueidade regular. O valor empregado se justifica pela ocorrência de infiltração nos Poços de Visita e terminais de limpeza.

4.2 VAZÕES DE CONTRIBUIÇÃO

De acordo com o apresentado anteriormente pode-se fazer uma estimativa prévia das vazões aplicadas ao sistema de esgotamento sanitário entretanto pela rede coletora ser existente, conseguimos assim calcular as vazões de esgoto de forma exata. As equações a seguir indicam os cálculos para vazões de um sistema de esgotamento sanitário.

- Vazão média

$$Q_m = C.P.q / 86400 \quad (1)$$

- Vazão máxima diária

$$Q_{md} = C.P.q. k_1 / 86400 \quad (2)$$

- Vazão máxima horária

$$Q_{mh} = C.P.q.k_1.k_2 / 86400 \quad (3)$$

- Vazão de infiltração

$$Q_{inf} = T_i.L \quad (4)$$

- Vazão máxima para início de plano

$$Q_{maxi} = Q_{md} + Q_{inf} \quad (5)$$

- Vazão máxima para fim de plano

$$Q_{maxf} = Q_{mh} + Q_{inf} \quad (6)$$

Onde:

C = coeficiente de retorno - 0,80

P = população (hab.) - 1500 hab

q = consumo per capita de água (l.hab.d) - 162,5

k_1 = coeficiente do dia de maior consumo - 1.2

k_2 = coeficiente da hora de maior consumo -1.5

T_i = taxa de contribuição linear por infiltração (l/s.m) - 0,0002

L = comprimento de rede recalque + gravidade (m) - 410

No quadro a seguir são apresentados resumos das vazões obtidas utilizando-se as equações anteriores por sub-bacia.

Quadro 1: Vazões de Contribuição do Sistema de Esgotamento

Pop. (Hab.)	Qm (l/s)	Qmd (l/s)	Qmh (l/s)	L (m)	Qinf (l/s)	Qmaxi (l/s)	Qmaxf (l/s)
1500	2,256	2,70	4,06	410	0,082	2,782	4,142

4.3 ESTAÇÃO ELEVATÓRIA

Esta elevatória foi projetada para ser instalada no endereço Rua Cariris, 920, Jardim Itaguaçu. Esta EE receberá uma vazão máxima final de 4,142 l/s. O esgoto recalcado pela elevatória será conduzido através da linha de recalque, com extensão aproximada de 410,0 m e lançará o efluente NO PV existente na Av. Marechal Rondon.

A seguir apresenta-se o dimensionamento hidráulico da estação elevatória afim de atender as respectivas vazões de projeto.

4.3.1 Funcionamento dos Conjuntos Motor Bomba

O funcionamento dos conjuntos moto-bomba da estação elevatória ocorrerá da seguinte forma: os conjuntos instalados serão adequados para atendimento de tal etapa de projeto. Os conjuntos serão acionados de forma alternada, controlados pelo painel de controle e proteção dos equipamentos. Caso ocorra falha no conjunto a ser acionado, o outro conjunto deverá entrar em funcionamento automaticamente.

Entretanto esta rotina deverá ser alterada em função da manutenção preventiva estabelecida pelo fabricante, isto é, um dos conjuntos será acionado seguidas vezes enquanto o outro conjunto estiver em manutenção.

A manobra de troca de funcionamento poderá ser executada “manualmente” através do painel de comando da estação elevatória.

4.3.2 Dimensionamento Hidráulico

Os dados apresentados no quadro seguinte são um resumo dos dados referentes à EE para o cálculo das vazões, foram utilizadas as fórmulas apresentadas

Pop. (Hab.)	Qm (l/s)	Qmd (l/s)	Qmh (l/s)	L (m)	Qinf (l/s)	Qmaxi (l/s)	Qmaxf (l/s)
1500	2,256	2,70	4,06	410	0,082	2,782	4,142

Para esta elevatória EE-1, será considerada uma vazão de bombeamento de 4,14 l/s, entretanto as bombas da elevatorias tem uma folga de ate 6,82l/s de forma que se tenha certa folga entre a vazão máxima de fim de plano e vazão de bombeamento.

6.3.3 Cálculo do Diâmetro da Tubulação de Recalque

A tubulação de recalque, com extensão de 221,00 metros, será pré-dimensionada considerando a vazão máxima horária de final de plano, com a utilização da fórmula de Bresse:

$$D = 1,2 \sqrt{Q}$$

Sendo $Q = 4,14 \text{ l/s} = 0,00414 \text{ m}^3/\text{s}$

$$D = 1,2 \sqrt{Q}$$

$D = 77 \text{ mm} > \text{adotado DN100mm}$

Será utilizado o diâmetro comercial para a tubulação de Defofo PN 10 DE 110 (diâmetro interno de 100 mm), afim de facilitar a passagem de partículas maiores presentes no esgoto doméstico.

6.3.4 Dimensionamento do Poço de Sucção

Segundo TSUTIYA (1999), para elevatórias com duas bombas que irão operar alternadamente deve-se utilizar a equação abaixo:

$$V = (Q.T)/8$$

Onde:

V = volume útil mínimo (m^3)

Q = capacidade de bombeamento da bomba (m^3/min)

T = intervalo de tempo entre duas partidas sucessivas da bomba (tempo de ciclo), (min).

O tempo de ciclo é um parâmetro de fundamental importância, pois durante a partida do motor da bomba é gerada uma determinada quantidade de calor e essa energia deverá ser dissipada, sendo que um número excessivo de partidas poderá levar o motor ao superaquecimento. A dissipação de energia é feita através de um intervalo de tempo adequado entre partidas sucessivas do motor da bomba.

Para bombas abaixo de 20 cv é sugerido um tempo de ciclo de 10 min (Metcalf & Eddy) e

será esse o tempo adotado:

Volume Útil Mínimo

Será adotado o tempo de ciclo de bombas de 10 minutos, que resulta em 6 partidas por hora para os conjuntos moto bomba.

A vazão de 4,14 l/s = 0,2484 m³/min:

$$V = (Q.T)/8; V = (0,2484.10)/8; V = 0,3105 \text{ m}^3$$

Sendo adotado tanque de fibra de 5m³

Profundidade da Elevatória

Será adotada elevatória compacta com tanques de fibra de 4.500m³ sendo 1 tanque para cada bomba, Sendo assim tem se uma área superficial de 2,11 m². Sabendo que o volume útil mínimo é de 0,3105 m³, portanto para esta obra foi adotado tanques de 4.5m³ com profundidade de 5.5m, sendo 2 unidades, uma para cada bomba. Os tanques de fibra são no modelo compacto conforme catalogo anexo

Tempo de Detenção Médio

O tempo de detenção numa elevatória deve ser o menor possível e nunca deve ultrapassar 30 minutos para a vazão média de início de plano. O tempo de detenção é um parâmetro importante, uma vez que a permanência excessiva do esgoto bruto no poço acarretará a emissão de gases, o que danifica a estrutura e o equipamento, além de criar sérios problemas para o operador.

O tempo de detenção médio será calculado pela fórmula:

$$T_d = V/Q_m$$

Sendo:

T_d = tempo de detenção (min);

V = volume útil mínimo do poço (m³);

Q_m = vazão média afluente à elevatória na etapa de implantação (m³/min),

onde $2,25 \text{ l/s} = 0,135 \text{ m}^3/\text{min}$

Substituindo-se os valores tem-se:

$$T_d = V/Q_m \quad T_d = 0,31/0,135 \quad T_d = 2,29 \text{ min}$$

6.3.5 Cálculo das Perdas de Carga

A estação elevatória será construída no terreno indicado, na cota 540 m em função da profundidade de chegada dos coletores, terão as seguintes cotas e dados a serem considerados no recalque:

Descrição			
Cota de chegada do coletor na EE	CC	538	m
Cota do ponto mais alto do emissário	CPV	558,14	m

6.3.6 Determinação da Altura geométrica (H_{geo})

O desnível geométrico a ser considerado é a diferença entre o nível de chegada do líquido até o ponto mais alto que a bomba deve vencer:

$$H_{geo} = C_c - C_{pv}$$

Então o desnível geométrico é:

$$H_{geo} = C_c - C_{pv} = 558,14 - 538,00 = 20,14 \text{ m}$$

6.3.7 Perda de carga na Linha de Recalque

No cálculo da perda da linha de recalque, é aplicada a fórmula de Hazen-Williams, conforme apresentado a seguir:

$$J = 10,643 \times Q^{1,852} \times C^{-1,852} \times D^{-4,87}$$

Onde:

Q = vazão (m³/s)

D = diâmetro interno do tubo (m)

J = perda de carga unitária (m/m)

C = coeficiente que depende da natureza (material e estado) das paredes dos tubos

De posse do valor de J, multiplica-se pelo comprimento da linha de recalque para se achar a perda de carga desta.

Uma vez que a tubulação utilizada no recalque é em Defofo (C = 135), a vazão é a vazão de bombeamento, ou seja, 2,25 l/s = 0,00225 m³/s, e conforme já apontado D = 77 mm = 0,077 m, substitui-se estes valores na formula de Hazen-Willians e tem-se:

$$J = 0,000331 \text{ m/m}$$

Multiplicando-se pelo comprimento da tubulação tem-se:

$$H_2 = 410,0 \cdot 0,000331 = 0,14 \text{ mca}$$

6.3.8 Altura Manométrica total (HMT)

$$HMT = H_2 + H_{geo} \Rightarrow HMT = 0,14 + 20,14 \text{ HMT} = 20,28 \text{ mca}$$

6.3.9 Cálculo da Potência do Conjunto de Bombeamento

$$P = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H_m}{75 \cdot n}$$

Onde:

γ = densidade do esgoto (1020 kg/m³)

Q = vazão de especificação (m³/s)

H_m = Altura manométrica Total (mca)

n = eficiência do conjunto (%)

Substituindo-se os valores, tem-se:

$$P = 2,28 \text{ cv}$$

Adota-se uma potência mínima de **2,0 cv**.

5. Tubulação de gravidade

A partir do ponto mais alto do traçado na cota 558, a rede seguirá por gravidade, sendo adotado tubulação de Ø150, conforme memória de cálculo:

ENTRADA DE DADOS			LEGENDA DAS CÉLULAS:																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																						
POPULAÇÃO	1500,00	hab.																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							</

Poço de visita:

Os poços de visita serão em aduelas de concreto com Ø1000x600, com profundidades de 2m, e tampa de ferro fundido de Ø600.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário**. NBR 9648. Rio de Janeiro: ABNT, 1986.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Execução de rede coletora de esgoto sanitário**. NBR 9814. Rio de Janeiro: ABNT, 1987.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Projeto de estações de tratamento de esgoto sanitário**. NBR 12209. Rio de Janeiro: ABNT, 1992.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Projeto de estações elevatórias de esgoto sanitário**. NBR 12208. Rio de Janeiro: ABNT, 1992.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário**. NBR 9649. Rio de Janeiro: ABNT, 1986.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Projeto e assentamento de tubulações de PVC rígido para sistemas de esgoto sanitário**. NBR 7367. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Projeto e execução de valas para assentamento de tubulação de água, esgoto ou drenagem urbana**. NBR 12266. Rio de Janeiro: ABNT, 1992.

ANDREOLI, C. V.; VON SPERLING, M; FERNANDES, F. **Lodo de esgotos: tratamento e disposição final. Princípios do Tratamento biológico de águas residuárias**. DEMA: Belo Horizonte, 2001.

CHERNICHARO, C. A. L. (coordenador). **Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios**. PROSAB: Belo Horizonte, 2001.

CHERNICHARO, C. A. L.. **Reatores anaeróbios. Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias**. DEMA: Belo Horizonte, 1997.

JOHNSTONE, D.W.M. **Relationships Between the Water and Sanitation Sector and the Community; a Discussion Document**. In: Anais do Seminário Internacional de Tratamento e Disposição de Esgotos Sanitários: tecnologia e perspectivas para o futuro. Companhia de Água e Esgotos de Brasília (CAESB): Brasília, 1996.

METCALF & EDDY. INC. **Ingenieria Sanitaria - Tratamiento, Evacuación y Reutilización de Aguas Residuales**. Editorial Labor S.A.: Barcelona, 1985.

PHILIPPI, L. S.; SEZERINO, P.H. **Aplicação de sistemas tipo wetlands no tratamento de águas residuárias – utilização de filtros plantados com macrófitas**. Ed. Do autor: Florianópolis, 2004.

PLATZER, C. **Design recommendation for subsurface flow constructed wetlands for nitrification and denitrification**. Wat.Sci.Tech., v. 40, n.3, pp. 257-263. 1999.

PORTO, R. de M. **Hidráulica Básica**. EESC-USP: São Carlos, 2003.

SASSE, L. **Dewats - Dezentrale Abwasserreinigung in Entwicklungsländern**. Borda: Bremen, 1998.

SOUZA, R.C. & SALVADOR, N.N.B. **Proposta para Avaliação dos Impactos Sociais nos Processos de Implantação e Operação dos Serviços de Tratamento de Esgotos Sanitários**. In: Revista Engenharia Sanitária e Ambiental, vol. 2, no. 3, p. 91-95, JUL/SET 1997. ABES:

Rio de Janeiro, 1997.

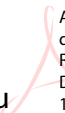
TSUTIYA, M. T. **Abastecimento de água**. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo: São Paulo, 2004.

TSUTIYA, M. T.; ALÉM SOBRINHO, P. **Coleta e transporte de esgoto sanitário**. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo: São Paulo, 1999.

VON SPERLING, M. **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgoto. Princípios do Tratamento biológico de águas residuárias**. DEMA: Belo Horizonte, 2005.

VON SPERLING, M. **Princípios básicos do tratamento de esgotos. Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias**. DEMA: Belo Horizonte, 1996.

Marcio
Rodrigo
Akamatsu



Assinado de forma
digital por Marcio
Rodrigo Akamatsu
Dados: 2025.06.04
12:21:11 -03'00'