

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS/MG
ENGENHARIA CIVIL
FRANCIELY JOAQUINA FREITAS

**PROPOSIÇÃO DE UM SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTO PARA O
LOTEAMENTO SAGRADO CORAÇÃO, NO MUNICÍPIO DE PARAGUAÇU, MG**

Varginha
2018

FRANCIELY JOAQUINA FREITAS

**PROPOSIÇÃO DE UM SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTO PARA O
LOTEAMENTO SAGRADO CORAÇÃO, NO MUNICÍPIO DE PARAGUAÇU, MG**

Trabalho apresentado ao curso de Engenharia Civil do
Centro de Universitário do Sul de Minas – UNIS/MG
como pré-requisito para obtenção de grau de bacharel,
sob orientação da Prof^a. Esp. Luana Ferreira Mendes.

**Varginha
2018**

FRANCIELY JOAQUINA FREITAS

**PROPOSIÇÃO DE UM SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTO PARA O
LOTEAMENTO SAGRADO CORAÇÃO, NO MUNICÍPIO DE PARAGUAÇU, MG**

Trabalho apresentado ao curso de Engenharia Civil do
Centro Universitário do Sul de Minas como pré-
requisito para obtenção do grau de bacharel pela Banca
Examinadora composta pelos membros:

Aprovado em: 04/12/2018

Prof.^a Luana Ferreira Mendes

Prof.^a Luane Carolina Mendes

Prof.^o Ivan Francklin

OBS.:

AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, a Deus, pois sem Ele nada seria possível. Ele sempre esteve ao meu lado e me deu força, ânimo e crença para não desistir e continuar lutando.

Agradeço ao meu namorado, Matheus, que me motivou a começar e me deu total apoio para que eu não desistisse, e que sempre esteve comigo.

Agradeço a minha família que, com muito amor e carinho, não mediram esforços para que eu chegasse até esta etapa de minha vida.

Agradeço a minha orientadora, Luana, sem ela, meu trabalho não teria tido o resultado que está tendo, pela sua preocupação e empenho com o trabalho.

Aos meus colegas de turma, pelo companheirismo, amizade e apoio, que sempre estiveram comigo.

“Não é sobre chegar
No topo do mundo e saber que venceu
É sobre escalar e sentir que o caminho te
fortaleceu”

Ana Vilela

RESUMO

As instalações compreendidas ao sistema de esgotamento sanitário na infraestrutura urbana são de grande necessidade para promover o acesso das pessoas ao saneamento básico, e trata-se de um meio principal da prevenção de doenças. Compreende-se portanto, dentre as instalações de esgotamento sanitário, a coleta, transporte, tratamento de disposição final dos esgotos dentro dos aspectos ambientais legais. O presente trabalho tem por objetivo propor um sistema de tratamento de esgoto para o loteamento Sagrado Coração, localizado no município de Paraguaçu, MG. Fez-se necessário realizar um levantamento de dados in loco e documentais do loteamento para diagnóstico das redes coletoras de esgoto, seus respectivos diâmetros, direcionamento e declividades. De posse das redes, permitiu-se o dimensionamento da rede interceptora para transportar o esgoto, avaliando-se a topografia do local e considerando os parâmetros e diretrizes normativas. Fez necessário ainda, propor após a rede interceptora, um sistema de tratamento para o esgoto do loteamento, por meio de lagoa facultativa, para posterior lançamento da água residuária tratada no corpo receptor próximo ao loteamento. A rede interceptora e a implantação do sistema de tratamento de esgoto, representam um valor de R\$ 48.954,23 (Quarenta e oito mil novecentos e cinquenta e quatro reais e vinte e três centavos) para implantação, e garantem o atendimento do loteamento Sagrado Coração as condições exigidas por leis ambientais.

Palavras-chave: Tratamento de esgoto. Saneamento básico. Lagoa facultativa.

ABSTRACT

The facilities included in the sewage system in urban infrastructure are of great need to promote people's access to basic sanitation, and it is a major means of disease prevention. It is understood, therefore, that among the sanitary sewage facilities, the collection, transport, treatment of final disposal of sewage within the legal environmental aspects. The present work aims to propose a sewage treatment system for the Sagrado Coração subdivision, located in the municipality of Paraguaçu, MG. It was necessary to carry out a survey of in situ data and documentary of the allotment for diagnosis of the sewage collection networks, their respective diameters, direction and slopes. With the networks in hand, it was possible to design the interceptor network to transport the sewage, evaluating the topography of the site and considering the parameters and normative guidelines. It was also necessary to propose, after the interceptor network, a treatment system for the drainage of the allotment, by means of a facultative pond, for later release of the wastewater treated in the receiving body next to the allotment. The intercepting network and the implementation of the sewage treatment system, represent a value of R\$ 48.954,23 reais for implantation, and guarantee the service of the Sagrado Coração subdivision the conditions required by environmental laws.

Keywords: Sewage treatment. Basic sanitation. Optional pond.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 01 - Planta de Localização do Loteamento	14
Figura 02 - Divisão do loteamento	15
Figura 03 - Aspectos importantes na seleção de sistemas de tratamento de esgotos	28
Figura 04 - Esquema de uma calha Parshall.....	39

LISTA DE QUADROS

Quadro 01 – Raio Hidráulico	21
Quadro 02 – Dimensionamento da rede coletora	25
Quadro 03 – Comparação entre os sistemas de tratamento de esgoto.....	29
Quadro 04 – Dimensionamento da rede interceptora	34
Quadro 05 – Medidores Parshall - Capacidades, medidas padronizadas e equações de vazão	39
Quadro 06 – Planilha para estimava do custo para implantação da ETE	49

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

CONAMA – Conselho Nacional do Meio Ambiente

COSAGUA – Concessionária de Saneamento Básico Ltda.

DBO – Demanda Bioquímica de Oxigênio

ETE – Estação de Tratamento de Esgoto

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatísticas

IGAM – Instituto Mineiro de Gestão das Águas

NBR – Norma Brasileira

ONU – Organização das Nações Unidas

PV – Poço de Visita

SINAPI – Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	12
2 OBJETIVOS	13
2.1 Objetivo Geral.....	13
2.2 Objetivos Específicos	13
3 DIAGNÓSTICO	14
3.1 Local de estudo.....	14
3.2 Análise do sistema de esgotamento sanitário	15
3.2.1 Projeção populacional	15
3.2.2 Cálculo da vazão	18
3.2.3 Dimensionamento da rede por trecho.....	19
3.2.4 Análise dos resultados.....	26
4 PROJETO	27
4.1 Memorial descritivo.....	27
4.1.1 Dimensionamento da rede interceptora.....	27
4.1.2 Determinação do Sistema de Tratamento.....	27
4.1.2.1 Comparação entre os sistemas de tratamento de esgoto	29
4.1.3 Dimensionamento da lagoa facultativa	30
4.2 Memorial de cálculo.....	33
4.2.1 Dimensionamento da rede interceptora.....	33
4.2.2 Tratamento de esgoto – Lagoa Facultativa	35
4.2.3 Dimensionamento das grades.....	35
4.2.3.1 Dimensionamento do canal	35
4.2.4 Dimensionamento da caixa de areia (desarenador).....	37
4.2.5 Dimensionamento da Lagoa Facultativa	40
4.3 Quantitativo de materiais e orçamento.....	49
5 CONCLUSÃO.....	51
REFERÊNCIAS	52
ANEXO A – Tabela Y/D	54
APÊNDICE A – Projeto de Esgotamento Sanitário.....	55

1 INTRODUÇÃO

Segundo Azevedo Netto (2012), define-se como sistema de esgoto sanitário o conjunto de obras e instalações sanitárias de uma comunidade, de forma contínua e higienicamente segura sem riscos para a saúde. As atividades compreendidas pelo saneamento básico são: tratamento e distribuição de água; coleta e tratamento de esgotos; controle de águas pluviais; coleta e destinação final de resíduos sólidos; e controle de vetores transmissores de doenças.

A disposição adequada dos esgotos é essencial à proteção da saúde pública e do meio ambiente. São inúmeras as doenças que podem ser transmitidas pela falta da disposição adequada de esgoto sanitário, como por exemplo, o cólera, a febre tifoide, a disenteria e a hepatite (IMHOFF, 1986).

Ainda segundo IMHOFF (1986), é possível escolher entre dois processos de tratamento equivalentes, dos quais um se adapta melhor à natureza enquanto o outro contém refinamentos técnicos.

De acordo com a ONU (2017), 4,5 bilhões de pessoas não possuem saneamento gerenciado de forma segura. Apenas 50,3% dos brasileiros têm acesso à coleta de esgoto, o que significa que mais de 100 milhões de pessoas utilizam medidas alternativas para lidar com os dejetos – seja através de uma fossa, seja jogando o esgoto diretamente em rios (VELASCO, 2017).

O presente estudo tem por objetivo propor um sistema de tratamento de esgoto para o loteamento Sagrado Coração, no município de Paraguaçu, MG. Tal intento se dá pela necessidade de se garantir o lançamento das águas residuárias no corpo receptor, atendendo as legislações pertinentes ambientais em âmbito municipal, estadual e federal.

Fez-se necessário diagnosticar as redes existentes no loteamento a fim de averiguar seu dimensionamento em conformidade com a necessidade do local, como também dimensionar a rede interceptora e o sistema de tratamento de esgoto, com base em normativas e diretrizes técnicas.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo Geral

O presente trabalho tem por objetivo propor um sistema de tratamento de esgoto para o loteamento Sagrado Coração, no município de Paraguaçu, MG.

2.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos deste trabalho são:

Caracterizar o sistema de esgotamento sanitário do local de estudo;

Levantamento *in loco* dos dispositivos existentes;

Avaliar o sistema de esgotamento sanitário existente;

Dimensionar uma rede interceptora de esgoto do loteamento Sagrado Coração;

Dimensionar um sistema de tratamento de esgoto para o loteamento Sagrado Coração;

Elaborar memorial descritivo e de cálculo;

Elaborar um orçamento para o projeto;

Apresentar desenho técnico do projeto.

3 DIAGNÓSTICO

3.1 Local de estudo

O presente trabalho desenvolveu-se no município de Paraguaçu, localizado na região sul do estado de Minas Gerais, situada numa área territorial de 424,296 km², com aproximadamente 20.245 habitantes, tendo como densidade demográfica 47,71 hab./km², segundo dados do censo demográfico realizado pelo IBGE de 2010, apresenta 83,1% de domicílios com esgotamento sanitário adequado (IBGE, 2017).

Objetivou-se avaliar o sistema de esgotamento sanitário do loteamento Sagrado Coração, apresentado na figura 01.

Figura 01: Planta de Localização do Loteamento

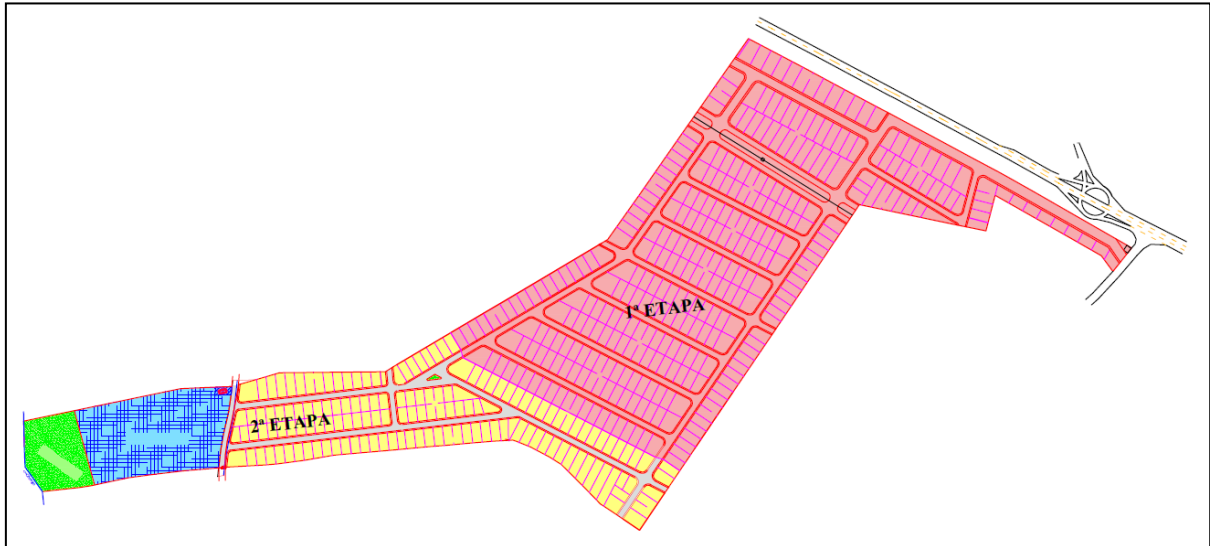


Fonte: Modificado de Google, 2018.

O sistema projetado para a coleta do esgoto é do tipo separador absoluto, orientado em função das condições de escoamento natural. A rede coletora foi dimensionada para atender a vazão inicial e final de projeto.

Para a construção do loteamento foi dividido em duas etapas, sendo que a primeira já está concluída, a divisão das etapas está apresentada na figura 02. Os dados levantados neste trabalho se referem à segunda etapa.

Figura 02: Divisão do loteamento



Fonte: O autor, 2018.

O projeto de esgotamento sanitário foi elaborado de acordo com as características de implantação, seguindo como base o projeto urbanístico e levantamentos topográficos, planialtimétrico da área e curvas de níveis do projeto.

A área do loteamento abrangida pelo projeto apresenta boa declividade, com altimetria variando entre as cotas 853,00 m e 905,00 m, sendo o escoamento de suas águas superficiais em direção ao córrego.

3.2 Análise do sistema de esgotamento sanitário

Foi realizada a verificação da rede coletora de esgoto da segunda etapa do loteamento Sagrado Coração objetivo deste estudo, objetivando-se verificar cada trecho, sua vazão correspondente e declividade.

3.2.1 Projeção populacional

Para realização dos cálculos da população inicial e final de plano foi utilizada densidade demográfica através do Google Earth para verificação da área urbana do município

de Paraguaçu e foi consultado também o IBGE para consulta censo de 2000 e 2010. Com esses levantamentos chegou-se aos seguintes resultados:

Dados:

Área urbana de Paraguaçu (AU) = 5.147.778,00 m²;

Área do loteamento (A) = 79.852,57 m²;

Censo 2010 (P) = 20.245 hab;

Censo 2000 (P) = 18.942 hab;

Tempo de retorno para 25 anos.

- Densidade urbana inicial:

$$Di = \frac{P}{AU} \quad (3.01)$$

$$Di = \frac{20.425}{5.147.778,00}$$

$$Di = 0,00393 \text{ hab/m}^2$$

Onde:

Di: Densidade urbana inicial (hab/m²)

P: População (hab)

AU: Área urbana (m²)

- Cálculo da população inicial:

$$Pi = Di \times A \quad (3.02)$$

$$Pi = 0,00393 \times 79.852,57$$

$$Pi = 315 \text{ hab}$$

Onde:

Pi: População inicial (hab)

Di: Densidade urbana inicial (hab/m²)

A: Área do loteamento (m²)

- Para o cálculo da população final de plano, foi utilizado o método geométrico.

Segundo Von Sperling (2005), a fórmula para calcular a população futura pelo método geométrico é:

$$Kg = \frac{\ln P_2 - \ln P_0}{t_2 - t_0} \quad (3.03)$$

$$Kg = \frac{\ln 20.245 - \ln 18.942}{2010 - 2000}$$

$$Kg = 0,0066$$

$$Pt = P_0 \times e^{Kg \times (t - t_0)} \quad (3.04)$$

$$P_{2043} = 18.942 \times e^{0,0066 \times (2043 - 2000)}$$

$$P_{2043} = 25.215,13 \text{ hab}$$

Onde:

Pt: População estimada no ano t (hab)

Kg: coeficiente

P_0 e P_2 : populações nos anos t_0 e t_2

- Densidade urbana final:

$$Df = \frac{P}{AU} \quad (3.05)$$

$$Df = \frac{25.215,13}{5.147.778,00}$$

$$Df = 0,0049 \text{ hab/m}^2$$

Onde:

Df: Densidade urbana final (hab/m²)

P: População (hab)

AU: Área urbana (m²)

- Cálculo da população final:

$$Pf = Df \times A \quad (3.06)$$

$$Pf = 0,0049 \times 79.852,57$$

$$Pf = 392 \text{ hab}$$

Onde:

Pf: População final (hab)

Df: Densidade urbana final (hab/m²)

A: Área do loteamento (m²)

3.2.2 Cálculo da vazão

Segundo Nuvolari (2011), a vazão de esgoto sanitário é encontrada através das seguintes fórmulas:

- Vazão doméstica:

$$Qd = \frac{C \times P \times q \times K_1 \times K_2}{86400} \quad (3.07)$$

$$Qd = \frac{0,8 \times 392 \times 200 \times 1,2 \times 1,5}{86400}$$

$$Qd = 1,31 \text{ l/s}$$

Onde:

Qd: Vazão doméstica (l/s)

C: Coeficiente de retorno

P: População (hab)

q: Consumo per capita (l/hab.dia)

K1: Coeficiente de dia de maior consumo

K2: Coeficiente de hora de maior consumo

A vazão doméstica de esgoto obtida tem valor de 1,31 l/s.

- Vazão de infiltração:

Segundo a ABNT NBR 9.649/1.986, a taxa de contribuição da infiltração deve admitir valor compreendido entre 0,05 a 1,0 l/s km. Como não foram encontrados dados que justificassem o valor para taxa de contribuição da infiltração, o valor adotado é de 0,001 l/s m, de modo a funcionar a favor da segurança.

$$Tx = \frac{Qd}{L} + Tinf \quad (3.08)$$

$$Tx = \frac{1,31}{1944,69} + 0,001$$

$$Tx = 0,00167 \text{ l/s}$$

Onde:

Tx: Taxa de contribuição linear (l/s.m)

Qd: Vazão doméstica (l/s)

L: Comprimento da tubulação (m)

Tinf: Taxa de contribuição da infiltração (l/s.m)

- Vazão de dimensionamento:

$$Q = Qd + Tx \quad (3.09)$$

$$Q = 1,31 + 0,00167$$

$$Q = 1,31 \text{ l/s}$$

Onde:

Q: Vazão de dimensionamento (l/s)

Qd: Vazão doméstica (l/s)

Tx: Vazão específica (l/s)

A vazão total para dimensionamento obtida é de 1,31 l/s.

3.2.3 Dimensionamento da rede por trecho

- Fórmula de Vazão do Trecho:

$$Qtrecho \ i = Tx_i \times Ltrecho \quad (3.10)$$

$$Qtrecho \ f = Tx_f \times Ltrecho \quad (3.11)$$

Onde:

Qtrecho_i e Qtrecho_f: Vazão do trecho inicial e final (l/s)

Tx_i e Tx_f: Vazão específica de início e fim de plano (l/s)

Ltrecho: Comprimento do trecho (m)

- Fórmula de Vazão a Jusante

$$Q_{jusante} = Q_{montante} + Q_{trecho} \quad (3.12)$$

Onde:

$Q_{jusante}$: Vazão a jusante (l/s)

$Q_{montante}$: Vazão a montante (l/s)

Q_{trecho} : Vazão do trecho (l/s)

- Fórmula de Declividade Mínima e Máxima

$$i_{mínimo} = 0,0055 \times Q_{projeto_i}^{-0,47} \quad (3.13)$$

$$i_{máximo} = 4,65 \times Q_{projeto_f}^{-0,67} \quad (3.14)$$

Onde:

$i_{mínimo}$ e $i_{máximo}$: Declividade mínima e máxima (m/m)

$Q_{projeto_i}$ e $Q_{projeto_f}$: Vazão de projeto inicial e final (l/s)

- Fórmula do Diâmetro do Coletor

$$d_o = \left(0,3145 \times \frac{Q_f}{\sqrt{i}} \right)^{3/8} \quad (3.15)$$

Onde:

d_o : Diâmetro do coletor (m)

Q_f : Vazão final (m³/s)

i : Declividade (m/m)

A ABNT NBR 9.649/1.986 admite o diâmetro mínimo DN = 100 mm.

- Fórmula da Declividade do Terreno

$$\Delta_{cota} = Cota_{mont} - Cota_{jus} \quad (3.16)$$

$$i_{terreno} = \frac{\Delta_{cota}}{L_{trecho}} \quad (3.17)$$

Onde:

Δ_{cota} : Diferença de cota do terreno (m)

$Cota_{mont}$: Cota do terreno a montante (m)

$Cota_{jus}$: Cota do terreno a jusante (m)

$i_{terreno}$: Declividade do terreno (m/m)

L_{trecho} : Comprimento do Trecho (m)

- Fórmula de Vazão/Declividade

$$\frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{Q_{projeto_f}}{\sqrt{i_{mínima}}} \quad (3.18)$$

Onde:

Q/\sqrt{i} : Vazão/Declividade

$Q_{projeto_f}$: Vazão de projeto final (l/s)

$i_{mínima}$: Declividade mínima (m/m)

- Tabela Raio Hidráulico

Quadro 01: Raio Hidráulico

Y/D	$\beta=Rh/D$	Y/D	$\beta=Rh/D$
0,025	0,016	0,550	0,265
0,050	0,033	0,600	0,278
0,075	0,048	0,650	0,2888
0,100	0,064	0,700	0,297
0,125	0,079	0,750	0,302
0,150	0,093	0,775	0,304
0,175	0,107	0,800	0,304
0,200	0,121	0,825	0,304
0,225	0,134	0,850	0,304
0,250	0,147	0,875	0,301
0,300	0,171	0,900	0,299
0,350	0,194	0,925	0,294
0,400	0,215	0,950	0,287
0,450	0,234	0,975	0,277
0,500	0,250	1,000	0,250

Fonte: NUVOLARI, 2011.

- Fórmula de Y

$$Y = \frac{\varnothing_{coletor}}{1000} \times Y/D \quad (3.19)$$

Onde:

$\varnothing_{coletor}$: Diâmetro do coletor (mm)

Y/D: Altura da lâmina líquida

A Tabela Y/D tem por função relacionar o diâmetro da tubulação calculada com a Vazão/Declividade, apresentada no anexo A.

- Fórmula Raio Hidráulico

$$Rh = \frac{\varnothing_{coletor}}{1000} \times \beta \quad (3.20)$$

Onde:

Rh: Raio Hidráulico (m)

$\varnothing_{coletor}$: Diâmetro do coletor (mm)

β : Coeficiente de Raio Hidráulico

- Fórmula Tensão Trativa

Segundo a ABNT NBR 9.649/1.986 a declividade mínima deve satisfazer a tensão trativa de até 1,0 Pa.

$$\sigma = \gamma \times Rh \times i_{mínima} \quad (3.21)$$

Onde:

σ : Tensão Trativa (Pa)

γ : Peso Específico do Esgoto (N/m³)

Rh: Raio Hidráulico (m)

$i_{mínima}$: Declividade mínima (m/m)

- Fórmula Velocidade Crítica e Máxima

A ABNT NBR 9.649/1.986, estabelece que quando a velocidade final (V_f) é superior a velocidade crítica (V_c) a lâmina de água máxima deve ser reduzida para 50% do diâmetro do coletor, assegurando-se a ventilação do trecho, a velocidade crítica é definida por:

$$V_c = 6 \times \sqrt{(Rh \times g)} \quad (3.22)$$

Onde:

V_c : Velocidade crítica (m/s)

Rh : Raio hidráulico (m)

g : Gravidade (m/s²)

A velocidade máxima segundo a ABNT NBR 9.649/1.986 não pode ser superior a 5,0 m/s.

$$V_{m\acute{a}xima} = \frac{4 \times \left(\frac{Q_{projeto_f}}{1000} \right)}{\pi \times \left(\frac{\phi_{coletor}}{1000} \right)^2} \quad (3.23)$$

Onde:

$V_{m\acute{a}xima}$: Velocidade Máxima (m/s)

$Q_{projeto_f}$: Vazão de projeto final (l/s)

$\phi_{coletor}$: Diâmetro do coletor (mm)

- Cota dos Poços de Visita a Montante e Jusante

$$CPV_{mont} = Cota_{mont} - Prof_{coletor} \quad (3.24)$$

$$CPV_{jus} = Cota_{jus} - Prof_{coletor} \quad (3.25)$$

Onde:

CPV_{mont} e CPV_{jus} : Cota do poço de visita a montante e a jusante (m)

$Cota_{mont}$ e $Cota_{jus}$: Cota do terreno a montante e a jusante (m)

$Prof_{coletor}$: Profundidade do coletor (m)

- Profundidade do Coletor

Para Azevedo Netto (2012), a profundidade mínima recomendada é de 1,50 metros (em relação à geratriz inferior dos tubos), para possibilitar as ligações prediais e proteger os tubos contra cargas externas. A ABNT NBR 9.649/1.986 permite, para situações excepcionais, o recobrimento mínimo de 0,90 metros quando o assentamento no leito da via, e o 0,65 quando no passeio. Ainda segundo Azevedo Netto (2012), a profundidade máxima tem como indicação o valor de 4,50 metros, relacionado com a economia do sistema, uma vez que facilita as manutenções da rede pública e dos coletores prediais.

- Dimensionamento da rede por trecho

Para o dimensionamento total da rede foi utilizado o EXCEL para facilitar os cálculos conforme resultados apresentados no quadro 01 a seguir. Foram utilizadas a ABNT NBR 9.649/1.986 e as normas e regulamentos dados pela COSÁGUA (Concessionária de Saneamento Básica Ltda.) que é a atual responsável pelo esgotamento sanitário da cidade.

3.2.4 Análise dos resultados

Conforme apresentado, a rede projetada possui um total de 1.944,69 m de tubo de PVC DN 150 mm, com a construção de 40 poços de visita e 6 poços secos. O projeto atenderá uma população total estimada de 392 habitantes com 149 ligações entre residenciais e comerciais e uma ligação na área institucional.

De acordo com as análises realizadas, pôde-se verificar que a rede executada está em concordância com as normativas pertinentes. O problema, portanto, é a inexistência de descarte adequado do esgoto do loteamento. Cabe ao loteamento, adequar-se quanto à implantação de uma rede interceptora e sistema de tratamento de esgoto, propiciando assim o lançamento do efluente em conformidade com as leis ambientais pertinentes.

Apresenta-se, portanto na seção 4 o projeto a fim de solucionar o problema apontado.

4 PROJETO

Apresentam nas seções subsequentes o memorial descritivo, de cálculo, especificações de serviços e quantitativos de materiais, referentes à implantação de uma rede interceptora e do sistema de tratamento de esgoto do loteamento Sagrado Coração, em Paraguaçu, MG.

4.1 Memorial descritivo

4.1.1 Dimensionamento da rede interceptora

Segundo a ABNT NBR 9.649/1.986 conceitua a rede interceptora como sendo uma canalização que recebe contribuição de coletores ao longo de seu comprimento, não recebem ligações prediais. Os interceptores têm a função de receber e transportar o esgoto coletado. É caracterizado pela defasagem das contribuições, o que resulta no amortecimento das vazões. Sua localização se dá em partes baixas das bacias, em geral ao longo das margens d'água a fim de reunir e conduzir os efluentes para um ponto de concentração.

4.1.2 Determinação do Sistema de Tratamento

A decisão quanto ao processo a ser adotado para o tratamento das fases líquidas e sólidas deve ser derivada fundamentalmente de um balanceamento entre critérios técnicos e econômicos, com a apreciação dos méritos quantitativos e qualitativos de cada alternativa. Para que a eleição conduza à alternativa mais adequada para a configuração em análise, critérios ou pesos devem ser atribuídos a diversos aspectos, vinculados essencialmente à realidade em foco. Ainda que o lado econômico seja fundamental, nem sempre a melhor alternativa é a que apresenta o menor custo em estudos econômico-financeiros (VON SPERLING, 2005).

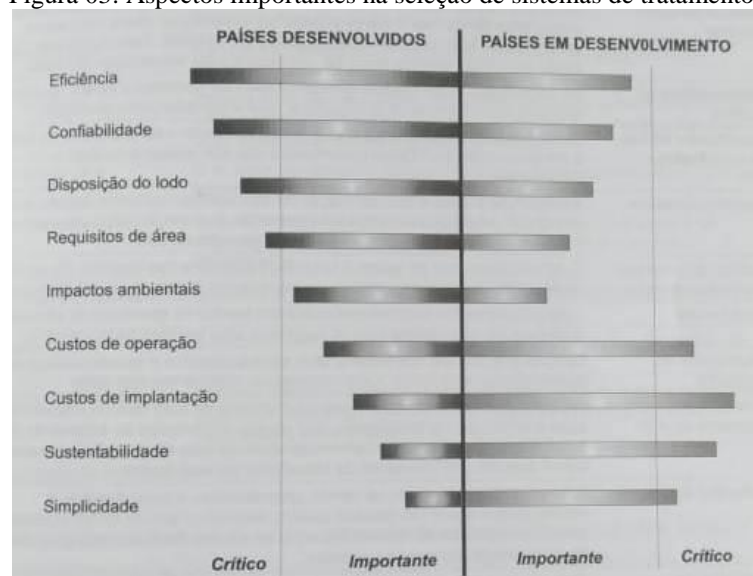
São diversas as tecnologias para tratamento de efluentes, sendo possível classificá-las em grupos distintos: sistemas passivos e intensivos, biológicos ou físico-químicos, compactos ou extensivos, naturais ou mecanizados são algumas das divisões possíveis. Em termos qualitativos podemos afirmar que todas elas são adequadas ao tratamento de efluentes, não sendo passível segregá-las entre "boas" e "más". A melhor tecnologia de tratamento será aquela que melhor compatibilizar-se com os condicionantes e critérios do contexto sócio-ambiental, técnico e econômico de aplicação.

Conforme recomenda a ABNT NBR 12.209/2011 (Projeto de estações de esgoto sanitário), a seleção de uma entre as diversas tecnologias disponíveis, deve ser realizada com base em uma análise multicritérios que leve em conta, em resumo, os seguintes aspectos:

- Intensidade da rotina operacional (controle diário / semanal / quinzenal);
- Consumo energético (aeradores, bombas de recirculação, elementos eletromecânicos);
- Geração de subprodutos (lodo, espuma, odores, gases);
- Custo operacional (reúne os itens acima);
- Sensibilidade a problemas/falhas operacionais (descarte de lodos, limpeza de equipamentos, troca de equipamentos, interrupção de energia, falha na dosagem de produtos químicos);
- Confiabilidade do processo em atender os objetivos de tratamento (legislação ambiental, água para reuso);
- Impacto sócio-ambiental (estética, apropriação da comunidade, percepção do usuário sobre a ETE, odores, proliferação de vetores, ruídos).

Von Sperling (2005) apresenta uma comparação entre os aspectos de maior relevância na seleção de sistemas de tratamento para países desenvolvidos e para países em desenvolvimento, conforme figura 03. Segundo o referido autor, para os países desenvolvidos, a eficiência, a confiabilidade, os aspectos de disposição do lodo e os requisitos de área são aspectos críticos no processo de escolha do sistema de tratamento. Já para os países em desenvolvimento são considerados críticos no processo de seleção os custos de construção, a sustentabilidade, a simplicidade e custos operacionais.

Figura 03: Aspectos importantes na seleção de sistemas de tratamento de esgotos



Fonte: VON SPERLING, 2005.

Como se vê, a melhor tecnologia não será a mais barata, a mais eficiente, a mais simples ou a mais difundida, mas aquela que melhor atender os diversos condicionantes locais.

4.1.2.1 Comparação entre os sistemas de tratamento de esgoto

O quadro 02, apresenta uma comparação entre os principais tipos de sistema de tratamento de esgoto.

Quadro 03: Comparação entre os sistemas de tratamento de esgoto

TIPO DE SISTEMA	DESCRIÇÃO		EFICIÊNCIA	CONFIABILIDADE	DISPOSIÇÃO DO LODO	REQUISITOS DE ÁREA	IMPACTOS AMBIENTAIS	CUSTOS DE OPERAÇÃO	CUSTOS DE IMPLANTAÇÃO	SUSTENTABILIDADE	SIMPLICIDADE
	VANTAGEM	DESVANTAGEM									
Lagoa Facultativa	construção, operação e manutenção simples	elevados requisitos de área									
Infiltração	reduzidos custos de implantação e operação	elevadíssimos requisitos de área									
Reator UASB	baixos requisitos de área	necessita de pós-tratamento									
Lodos Ativos	reduzidas possibilidades de maus odores	elevados custos de implantação e operação									
Filtro Biológico	baixos requisitos de área	elevados custos de implantação									

Fonte: VON SPERLING, 2005.

4.1.3 Dimensionamento da lagoa facultativa

Segundo Nuvorali (2011), o dimensionamento da lagoa facultativa é através das seguintes fórmulas:

- Cálculo da carga orgânica (L)

$$L = Q \times DBO \quad (4.01)$$

Onde:

L = carga orgânica diária (kg DBO/dia)

Q = vazão (m³/dia)

DBO = demanda bioquímica de oxigênio (kg/m³)

- Taxa de aplicação superficial (λ)

$$\lambda = (20 \times T) - 60 \quad (4.02)$$

Onde:

λ = taxa de aplicação superficial (kg DBO/ha.dia)

T = temperatura média do ar nos meses mais frio do ano (°C)

- Cálculo da área (A)

$$A = \frac{L}{\lambda} \quad (4.03)$$

A = área superficial total (m²)

L = carga orgânica diária (kg DBO/dia)

λ = taxa de aplicação superficial (kg DBO/ha.dia)

- Dimensões da lagoa

A relação comprimento/largura adotada - L/B = 2,5.

- Profundidade (H)

De acordo com Von Sperling (2005), a profundidade varia entre 1,5 a 2,0 m.

- Cálculo do volume (V)

$$V = Amédia \times H \quad (4.04)$$

Onde:

V = volume (m³)

Amédia = área média (m²)

H = profundidade (m)

- Verificação do tempo de detenção hidráulico (Θ_H)

$$\Theta_H = \frac{V}{Q} \quad (4.05)$$

Onde:

Θ_H = tempo de detenção hidráulico (dias)

V = volume (m³)

Q = vazão (m³/dia)

- Estimativa da eficiência na remoção da DBO

- Estimativa da DBO solúvel

Admitindo-se o fluxo disperso, tem-se:

$$S_e = S_o \times \frac{4 \times a \times e^{1/2d}}{[(1 + a)^2 \times e^{a/2d}] - [(1 - a)^2 \times e^{-a/2d}]} \quad (4.06)$$

Onde:

S_e = concentração da DBO solúvel no efluente da lagoa (mg/L)

S_o = concentração da DBO afluyente à lagoa (mg/L)

e = base dos logaritmos neperianos = 2,71828 (adimensional)

d = número de dispersão (adimensional)

- Utilizando-se Arceivala (1981):

$$K = 0,132 \times \log \lambda - 0,146 \quad (4.07)$$

Onde:

K = taxa específica de remoção de substrato (d^{-1})

λ = taxa de aplicação superficial (kg DBO/ha.dia)

- Utilizando-se Vidal (1993):

$$K = 0,091 + 2,05 \times 10^{-4} \times \lambda \quad (4.08)$$

Onde:

K = taxa específica de remoção de substrato (d^{-1})

λ = taxa de aplicação superficial (kg DBO/ha.dia)

$$a = (1 + 4 \times K \times \Theta_H \times d)^{1/2} \quad (4.09)$$

$$d = \frac{L/B}{[-0,261 + 0,254 \times (L/B) + 1,014 \times (L/B)^2]} \quad (4.10)$$

- Estimativa da DBO algas

Segundo Nuvolari (2011), para cada 1 mg/l sólidos suspensos (algas), adota-se 0,35 mg/l de DBO.

- DBO total do efluente

$$DBO_{total} = DBO_{solúvel} + DBO_{algas} \quad (4.11)$$

- Cálculo da eficiência na remoção da DBO (E)

$$E = \frac{(S_0 - DBO_{total})}{S_0} \times 100 \quad (4.12)$$

- Estimativa da eficiência na remoção de coliformes fecais CF

Admitindo-se o fluxo disperso, tem-se:

$$NMP_e = NMP_o \times \frac{4 \times a \times e^{1/2d}}{[(1+a)^2 \times e^{a/2d}] - [(1-a)^2 \times e^{-(a/2d)}]} \quad (4.13)$$

$$a = (1 + 4 \times K_d \times \Theta_H \times d)^{1/2} \quad (4.14)$$

$$d = \frac{L/B}{[-0,261 + 0,254 \times (L/B) + 1,014 \times (L/B)^2]} \quad (4.15)$$

4.2 Memorial de cálculo

4.2.1 Dimensionamento da rede interceptora

Foi realizada através dos dados da rede coletora de esgoto a rede interceptora, que liga a rede coletora à estação de tratamento de esgoto, possuindo um total de 18,71 m de tubo de PVC DN 150 mm, com a construção de 1 poço de visita.

Para o dimensionamento total da rede foi utilizado o EXCEL para facilitar os cálculos conforme resultados apresentados no quadro 03 a seguir. Foram utilizadas a ABNT NBR 9.649/1.986 e as normas e regulamentos dados pela COSÁGUA (Concessionária de Saneamento Básica Ltda.) que é a atual responsável pelo esgotamento sanitário da cidade.

Quadro 04: Dimensionamento da rede interceptora

INTERCEPTOR - SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO														
L		Q _{montante} (l/s)		Q _{trecho} (l/s)		Q _{jusante} (l/s)		Q _{projeto} (l/s)		Declividade (i)		Ø coletor (mm)		
Trecho	(M)	I	F	I	F	I	F	I	F	Mínimo	Máximo	Calculado	Comercial	
PV40	PV41	7,55	2,643	3,249	0,010	0,013	2,653	3,261	2,653	3,261	0,003	2,114	106	150
PV41	ETE	11,16	2,653	3,261	0,015	0,019	2,668	3,280	2,668	3,280	0,003	2,106	106	150
ETE			3,261		0,019		3,280		3,280					

INTERCEPTOR - SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO															
Cota Terreno		Declividade	Profundidade coletor							Tensão	Velocidade (m/s)			Cota do PV	
Montante	Jusante	Terreno	Montante	Jusante	Q/vi	Y/D	Y	β	RH	Trativa (σ)	Crítica	Máxima	V _c > V _{máx}	Montante	Jusante
867,58	868,72	0,005	1,35	0,00	0,055	0,425	0,064	0,225	0,03375	1,1735	0,9933	0,1846	OK!	866,23	868,72
868,72	867,15	0,141	0,00	2,45	0,056	0,425	0,064	0,225	0,03375	1,1704	0,9933	0,1857	OK!	868,72	864,70
867,15			2,45												

Fonte: O autor, 2018.

4.2.2 Tratamento de esgoto – Lagoa Facultativa

A Estação de Tratamento de Esgoto proposta para o loteamento Sagrado Coração, trata-se de duas Lagoas Facultativas. Será localizada na área institucional, na parte mais baixa do loteamento e próximo ao córrego.

De acordo com o IGAM (2018), a classe do córrego próximo ao Loteamento Sagrado Coração é classe 2. De acordo com o CONAMA 357/2005 estabelece que o limite de coliformes termotolerantes para as águas de classe 2, não deverá ser excedido de 1.000/100 ml.

4.2.3 Dimensionamento das grades

Segundo Nuvolari (2011), as grades são utilizadas para remoção de sólidos grosseiros (pedaços de papel, de panos, de plásticos, de madeira, de algodão, fraldas descartáveis, absorventes higiênicos, entre outros) presentes no esgoto. A remoção dos materiais citados é feita pela intercalagem de grades, no canal de entrada do esgoto na ETE. Dependendo do porte das instalações, escolhe-se o espaçamento mais adequado entre as barras, podendo ou não haver necessidade de mais de uma de grade. As grades quanto ao espaçamento podem ser classificadas:

Grosseiras: espaçamento entre as barras de 4 a 10 cm (usual 7,5 cm);

Médias: espaçamento entre as barras de 2 a 4 cm (usual 2,5 cm);

Finas: espaçamento entre as barras de 1 a 2 cm (usual 1,4 cm ou 1,9 cm).

A limpeza das grades pode ser feita manualmente ou por meio de dispositivos mecânicos. Nas ETEs de pequeno porte (com vazões máximas de até 250 l/s), a ABNT NBR 12.209/1.990 recomenda que sejam adotadas grades médias, podendo a limpeza ser feita manualmente. A espessura usual para barras médias é de diâmetro igual a 10 mm.

Segundo Nuvolari (2011), o memorial de cálculo para o dimensionamento das grades encontra-se a seguir:

$Q_{Max} < 250 \text{ l/s}$ - grades médias

$$Qd = 1,31 \text{ l/s}$$

4.2.3.1 Dimensionamento do canal

- Base do canal: Bc: usual 0,50 m a 2,0 m – Bc adot.: 1,0 m

- Altura do canal: $(Y/Bc) - Y$: usual 0,05 m a 1,0 m – Y adot.: $0,50/1,0 = 0,50$ m
- Coeficiente de rugosidade: $\eta = 0,014$
- Tensão trativa: $\sigma = 150$ Pa
- Declividade mínima:

$$I_{min} = 0,00015 \times (\alpha \times Bc)^{-1} \quad (4.16)$$

$$I_{min} = 0,00015 \times (0,25 \times 1,0)^{-1} = 0,0006 \text{ m/m}$$

$$\alpha = \frac{(Y/Bc)}{1 + (2 \times Y/Bc)} = \frac{0,50}{1 + (2 \times 0,50)} = 0,25 \text{ m/m} \quad (4.17)$$

- Vazão:

$$Q = 71,4286 \times \left(\frac{Y}{Bc}\right) \times Bc^{8/3} \times I_{min}^{1/2} \times \alpha^{2/3} \quad (4.18)$$

$$Q = 71,4286 \times 0,50 \times 1,0^{8/3} \times 0,0006^{1/2} \times 0,25^{2/3} = 0,347 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Velocidade mínima:

$$V_{min} = \frac{Q}{Y/Bc} \times Bc^2 \quad (4.18)$$

$$V_{min} = \frac{0,347}{0,50} \times 1,0^2 = 0,694 \text{ m/s}$$

- Perda de carga na grade:

A ABNT NBR 12.209/1.990 prevê que se deve considerar perda de carga mínima nas grades de $(\Delta H_G = 0,15 \text{ m})$.

$$\Delta H_G = 1,429 \times \left(\frac{V_G^2}{2g} - \frac{V_C^2}{2g}\right) \quad (4.20)$$

$$0,15 = 1,429 \times \left(\frac{V_G^2}{2 \times 9,81} - \frac{0,694^2}{2 \times 9,81}\right) = 1,55 \text{ m/s}$$

- Inclinação:

Para grades com limpeza manual: $\alpha = 30^\circ$ a 60° - α adot = 45° .

É importante determinar um destino final para o material retido nas grades, tendo como opções a incineração, o aterramento em valas ou aterros sanitários. Para a ETE proposta, o material retido deve ser encaminhado para o aterro sanitário do município. Segundo Jordão e Pessoa (1995), pode-se estimar o volume de material retido nas grades médias o valor de $0,04 \text{ l/m}^3$ de esgoto.

4.2.4 Dimensionamento da caixa de areia (desarenador)

Para Nuvolari (2011), a caixa de areia tem por finalidade a remoção da areia presente no esgoto sanitário. Procura-se reter as partículas com diâmetro relativo maiores do que $0,2 \text{ mm}$, não sendo desejável a retenção de partículas orgânicas sedimentáveis juntamente com a areia.

No dimensionamento dessa unidade procura-se manter a velocidade horizontal de passagem de esgoto, dentro de uma faixa apropriada $V_{horiz.} = 0,15$ a $0,30 \text{ m/s}$, que possibilita a sedimentação de areia, mas evita a sedimentação da matéria orgânica. A velocidade vertical de sedimentação da menor partícula ($0,2 \text{ mm}$) a ser retirada é $V_{sed} = 0,02 \text{ m/s}$.

A manutenção da velocidade horizontal dentro da faixa citada se consegue por meio de um alargamento da largura B do canal original. O comprimento L da caixa de areia é fixado de tal maneira a permitir que as partículas que estiverem na superfície do líquido disponham do tempo necessário à sua sedimentação. Segundo Nuvolari (2011), o memorial de cálculo para determinar os seguintes valores, encontra-se a seguir.

- Determinação do comprimento L da caixa de areia:

$$V_{hor} = \frac{L}{t_1} \text{ ou } t_1 = \frac{L}{V_{hor}} \quad V_{sed} = \frac{Y}{t_2} \text{ ou } t_2 = \frac{Y}{V_{sed}} \quad (4.21)$$

$$t_1 = t_2 \rightarrow \frac{L}{V_{hor}} = \frac{Y}{V_{sed}} \rightarrow L = \frac{V_{hor}}{V_{sed}} \times Y$$

$$L = \frac{0,30}{0,02} \times Y \rightarrow L = 15 \times Y \quad (4.22)$$

Fator de segurança de 1,5, porém na prática adota-se:

$$L = 25 \times Y_{m\acute{a}x} \quad (4.23)$$

$$L = 25 \times 0,0094$$

$$L = 0,235 \text{ m}$$

- Determinação da largura B da caixa de areia:

$$B = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{Y_{m\acute{a}x} \times V_{hor}} \quad (4.24)$$

$$B = \frac{0,00131}{0,0094 \times 0,15}$$

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

- Determinação da altura do degrau Z após a caixa de areia:

$$V = \frac{Q_{min}}{(H_{p, min} - Z) \times B} = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{(H_{p, máx} - Z) \times B} \quad (4.25)$$

$$0,30 = \frac{0,00131}{(0,028 - z) \times 1}$$

$$Z = 0,0236 \text{ m}$$

$$Y = H_p - Z \quad (4.26)$$

$$Y = 0,028 - 0,0186$$

$$Y = 0,0094 \text{ m}$$

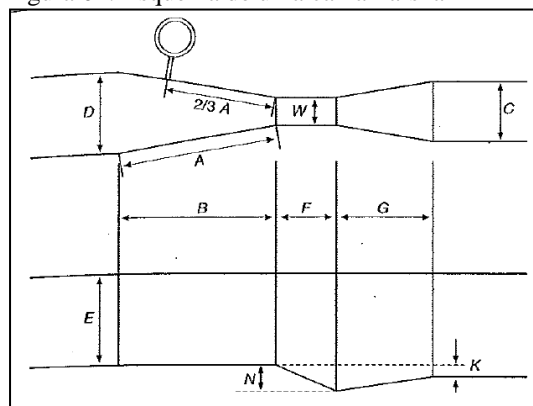
- Dimensionamento do medidor de vazão:

É comum a instalação de um medidor de vazão após a caixa de areia, onde o tipo mais utilizado é a calha Parshall.

Segundo Azevedo Netto (2012), a calha Parshall consiste em uma seção convergente, uma seção estrangulada, ou garganta, e uma seção divergente, disposta em plantas e perfil, como mostra a figura 04.

O quadro 04 a seguir, mostra os diferentes tamanhos e padrões de calha Parshall.

Figura 04: Esquema de uma calha Parshall



Fonte: Azevedo Netto, 2012.

Quadro 05: Medidores Parshall – Capacidades, medidas padronizadas e equações de vazão

Dimensão Nominal “W”		Capacidade do Parshall (l/s)		Dimensões padronizadas do Parshall (cm)									Parâmetros de vazão (m ³ /s)	
pol/ pés	m	mín.	máx.	A	B	C	D	E	F	G	K	N	λ	n
3”	0,076	0,85	53,8	46,6	45,7	17,8	25,9	45,7	15,2	30,5	2,5	5,7	0,176	1,547
6”	0,152	1,52	110,4	62,3	61,0	39,4	40,3	53,3	30,5	45,7	3,8	11,4	0,381	1,580
9”	0,229	2,55	251,9	88,1	86,4	38,1	57,5	61,0	45,7	61,0	6,9	17,1	0,535	1,530
1’	0,305	3,11	455,6	137,1	134,4	61,0	84,5	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	0,690	1,522
1½’	0,457	4,25	696,2	144,8	142,0	76,2	102,6	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	1,054	1,538
2’	0,610	11,89	936,7	152,3	149,3	91,5	120,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	1,426	1,550
3’	0,915	17,26	1.426,3	167,5	164,3	122,0	157,2	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	2,182	1,566
4’	1,220	36,79	1.921,5	182,8	179,2	152,5	193,8	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	2,935	1,578
5’	1,525	62,8	2.422,0	198,0	194,1	183,0	230,3	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	3,728	1,587
6’	1,830	74,4	2.929,0	213,3	209,1	213,5	266,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	4,515	1,595
7’	2,135	115,4	3.440,0	228,6	224,0	244,0	303,0	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	5,306	1,601
8’	2,440	130,7	3.950,0	244,0	239,0	274,5	340,0	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	6,101	1,606
10’	3,050	200,0	5.660,0	274,5	260,8	366,0	475,9	122,0	91,5	122,0	14,2	34,3	-	-

Fonte: Adaptado de Azevedo Netto, 2012.

$Q = 1,31 \text{ l/s}$ – Tamanho da calha Parshall de 3”.

- Altura de água:

$$H_p = \left(\frac{Q}{0,381} \right)^{0,633} \quad (4.27)$$

$$H_p = \left(\frac{0,00131}{0,381} \right)^{0,633}$$

$$H_p = 0,028 \text{ m}$$

- Determinação da profundidade H da caixa de areia:

$$H = \frac{P}{B \times L} \quad (4.28)$$

$$H = \frac{0,012}{1,0 \times 0,235}$$

$$H = 0,05 \text{ m}$$

4.2.5 Dimensionamento da Lagoa Facultativa

Segundo Nuvolari (2011), o memorial de cálculo para determinar o dimensionamento das lagoas facultativas encontra-se a seguir:

Parâmetros:

População = 392 habitantes

Consumo per capita = 200 l/hab.dia

DBO adotada = 300 mg/l

Concentração de sólidos suspensos totais = 100 mg/l

Temperatura do efluente no mês mais frio do ano = 15°C

Vazão = 1,31 l/s = 113.184,00 l/dia = 113,18 m³/dia

- Dimensionamento da lagoa primária:

- Cálculo da carga orgânica (L)

$$L = Q \times DBO \quad (4.29)$$

$$L = 113,18 \times 0,300 = 33,95 \text{ kg DBO/dia}$$

- Taxa de aplicação superficial (λ)

$$\lambda = (20 \times T) - 60 \quad (4.30)$$

$$\lambda = (20 \times 15) - 60 = 240 \text{ kg DBO/ha. dia}$$

- Cálculo da área (A)

$$A = \frac{L}{\lambda} \quad (4.31)$$

$$A = \frac{33,95}{240} = 0,1414 \text{ ha} = 1.414 \text{ m}^2$$

- Dimensões da lagoa

A relação comprimento/largura adotada (L/B) foi de 2,5.

$$A = L \times B = (2,5 \times B) \times B \quad (4.32)$$

$$1414 = 2,5 \times B^2$$

$$B = 23,78 \text{ m}$$

Largura B = 24,0 m e comprimento L = 60,0 m.

- Área útil superficial total:

$$A_U = 32,0 \times 68,0 = 2.176 \text{ m}^2 \quad (4.33)$$

- Área de ocupação total:

$$A_T = 34,0 \times 70,0 = 2.380 \text{ m}^2 \quad (4.34)$$

- Profundidade (H)

De acordo com Von Sperling (2005), a profundidade varia entre 1,5 a 2,0 m, o valor adotado para a profundidade foi de 2,0 m.

- Cálculo do volume (V)

$$V = Amédia \times H \quad (4.35)$$

$$V = \frac{[(24,0 \times 60,0) + (32,0 \times 68,0)]}{2} \times 2,0 = 3.616 \text{ m}^3$$

- Verificação do tempo de detenção hidráulico (Θ_H)

$$\Theta_H = \frac{V}{Q} \quad (4.36)$$

$$\Theta_H = \frac{3.616}{113,18} = 31,95 \text{ dias}$$

- Estimativa de L/B na profundidade média da lagoa:

$$\frac{L}{B} = \frac{64,0}{28,0} = 2,29 \quad (4.37)$$

- λ (para a área na profundidade média da lagoa):

$$A = 28,0 \times 64,0 = 1.792 \text{ m}^2 = 0,1792 \text{ Ha} \quad (4.38)$$

$$\lambda = \frac{33,95}{0,1792} = 189,45 \text{ kgDBO/ha dia} \quad (4.39)$$

- Estimativa da eficiência na remoção da DBO (lagoa primária)

- Estimativa da DBO solúvel

Admitindo-se o fluxo disperso, tem-se:

$$S_e = S_o \times \frac{4 \times a \times e^{1/2d}}{[(1+a)^2 \times e^{a/2d}] - [(1-a)^2 \times e^{-a/2d}]} \quad (4.40)$$

$$S_e = 300 \times \frac{4 \times 2,90 \times e^{1/2 \times 0,41}}{[(1+2,90)^2 \times e^{2,90/2 \times 0,41}] - [(1-2,90)^2 \times e^{-(2,90/2 \times 0,41)}]}$$

$$S_e = \frac{11.781,66}{522,35} = 22,55 \text{ mg/l}$$

- Utilizando-se Arceivala (1981):

$$K = 0,132 \times \log \lambda - 0,146 \quad (4.41)$$

$$K = 0,132 \times \log 189,45 - 0,146 = 0,155$$

- Utilizando-se Vidal (1993):

$$K = 0,091 + 2,05 \times 10^{-4} \times \lambda \quad (4.42)$$

$$K = 0,091 + 2,05 \times 10^{-4} \times 189,45 = 0,130$$

Admitindo-se um valor médio, tem-se: $K = 0,142$

$$a = (1 + 4 \times K \times \Theta_H \times d)^{1/2} \quad (4.43)$$

$$a = (1 + 4 \times 0,142 \times 31,95 \times 0,41)^{1/2} = 2,90$$

$$d = \frac{L/B}{[-0,261 + 0,254 \times (L/B) + 1,014 \times (L/B)^2]} \quad (4.44)$$

$$d = \frac{2,29}{[-0,261 + (0,254 \times 2,29) + (1,014 \times 2,29^2)]} = 0,41$$

- Estimativa da DBO algas

Segundo Nuvolari (2011), para cada 1 mg/l sólidos suspensos (algas), adota-se 0,35 mg/l de DBO.

$$DBO_{algas} = 100 \times 0,35 = 35 \text{ mg/l} \quad (4.45)$$

- DBO total do efluente

$$DBO_{total} = DBO_{solúvel} + DBO_{algas} \quad (4.46)$$

$$DBO_{total} = 22,55 + 35,0 = 57,55 \text{ mg/l}$$

- Cálculo da eficiência na remoção da DBO (E)

$$E = \frac{(S_0 - DBO_{total})}{S_0} \times 100 \quad (4.47)$$

$$E = \frac{(300 - 57,55)}{300} \times 100 = 80,82 \%$$

$$DBO = 300 \times 80,82\% = 242,46 \text{ mg/l}$$

- Estimativa da eficiência na remoção de coliformes fecais CF

Admitindo-se o fluxo disperso, tem-se:

$$NMP_e = NMP_o \times \frac{4 \times a \times e^{1/2d}}{[(1 + a)^2 \times e^{a/2d}] - [(1 - a)^2 \times e^{-(a/2d)}]} \quad (4.48)$$

$$NMP_e = 10^6 \times \frac{4 \times 4,34 \times e^{1/2 \times 0,41}}{[(1 + 4,34)^2 \times e^{4,34/2 \times 0,41}] - [(1 - 4,34)^2 \times e^{-(4,34/2 \times 0,41)}]}$$

$$NMP_e = \frac{58.772.902,35}{5.671,02} = 10.363,73 \text{ mg/l}$$

$$a = (1 + 4 \times K_d \times \Theta_H \times d)^{1/2} \quad (4.49)$$

$$a = (1 + 4 \times 0,34 \times 31,95 \times 0,41)^{1/2} = 4,34$$

$$d = \frac{L/B}{[-0,261 + 0,254 \times (L/B) + 1,014 \times (L/B)^2]} \quad (4.50)$$

$$d = \frac{2,29}{[-0,261 + (0,254 \times 2,29) + (1,014 \times 2,29^2)]} = 0,41$$

➤ Dimensionamento da lagoa secundária:

- Cálculo da carga orgânica

$$L = Q \times DBO \quad (4.51)$$

$$L = 113,18 \times 0,05755 = 6,51 \text{ kg DBO/dia}$$

- Cálculo da área (A)

$$A = \frac{L}{\lambda} \quad (4.52)$$

$$A = \frac{6,51}{120} = 0,05425 \text{ ha} = 542,50 \text{ m}^2$$

- Dimensões da lagoa

A relação comprimento/largura adotada (L/B) foi de 2,5.

$$A = L \times B = (2,5 \times B) \times B \quad (4.53)$$

$$542,50 = 2,5 \times B^2$$

$$B = 14,73 \text{ m}$$

Largura B = 15,0 m e comprimento L = 37,5 m.

- Área útil superficial total:

$$A_U = 23,0 \times 45,5 = 1.046,5 \text{ m}^2 \quad (4.54)$$

- Área de ocupação total:

$$A_T = 25,0 \times 47,5 = 1.187,5 \text{ m}^2 \quad (4.55)$$

- Profundidade (H)

De acordo com Von Sperling (2005), a profundidade varia entre 1,5 a 2,0 m, o valor adotado para a profundidade foi de 2,0 m.

- Cálculo do volume (V)

$$V = A \times \text{média} \times H \quad (4.56)$$

$$V = \frac{[(15,0 \times 37,5) + (23,0 \times 45,5)]}{2} \times 2,0 = 1.609 \text{ m}^3$$

- Verificação do tempo de detenção hidráulico (Θ_H)

$$\Theta_H = \frac{V}{Q} \quad (4.57)$$

$$\Theta_H = \frac{1.609}{113,18} = 14,22 \text{ dias}$$

- Estimativa de L/B na profundidade média da lagoa:

$$\frac{L}{B} = \frac{37,5}{15,0} = 2,5 \quad (4.58)$$

- λ (para a área na profundidade média da lagoa):

$$A = 15,0 \times 37,5 = 562,5 \text{ m}^2 = 0,05625 \text{ Ha} \quad (4.59)$$

$$\lambda = \frac{6,51}{0,05625} = 115,73 \text{ kgDBO/ha dia} \quad (4.60)$$

- Estimativa da eficiência na remoção da DBO (lagoa secundária)

- Estimativa da DBO solúvel

$$S_e = S_o \times \frac{4 \times a \times e^{1/2d}}{[(1+a)^2 \times e^{a/2d}] - [(1-a)^2 \times e^{-a/2d}]} \quad (4.61)$$

$$S_e = 22,55 \times \frac{4 \times 1,88 \times e^{1/2 \times 0,37}}{[(1+1,88)^2 \times e^{1,88/2 \times 0,37}] - [(1-1,88)^2 \times e^{-(1,88/2 \times 0,37)}]}$$

$$S_e = \frac{655,01}{105,17} = 6,23 \text{ mg/l}$$

- Utilizando-se Arceivala (1981):

$$K = 0,132 \times \log \lambda - 0,146 \quad (4.62)$$

$$K = 0,132 \times \log 115,73 - 0,146 = 0,126$$

- Utilizando-se Vidal (1993):

$$K = 0,091 + 2,05 \times 10^{-4} \times \lambda \quad (4.63)$$

$$K = 0,091 + 2,05 \times 10^{-4} \times 115,73 = 0,115$$

Admitindo-se um valor médio, tem-se: $K = 0,121$

$$a = (1 + 4 \times K \times \Theta_H \times d)^{1/2} \quad (4.64)$$

$$a = (1 + 4 \times 0,121 \times 14,22 \times 0,37)^{1/2} = 1,88$$

$$d = \frac{L/B}{[-0,261 + 0,254 \times (L/B) + 1,014 \times (L/B)^2]} \quad (4.65)$$

$$d = \frac{2,50}{[-0,261 + (0,254 \times 2,50) + (1,014 \times 2,50^2)]} = 0,37$$

- Estimativa da DBO algas

Segundo Nuvolari (2011), para cada 1 mg/l sólidos suspensos (algas), adota-se 0,35 mg/l de DBO.

$$DBO_{algas} = 100 \times 0,35 = 35 \text{ mg/l} \quad (4.66)$$

- DBO total do efluente

$$DBO_{total} = DBO_{solúvel} + DBO_{algas} \quad (4.67)$$

$$DBO_{total} = 6,23 + 35 = 41,23 \text{ mg/l}$$

- Cálculo da eficiência na remoção da DBO (E)

$$E = \frac{(S_0 - DBO_{total})}{S_0} \times 100 \quad (4.68)$$

$$E = \frac{(57,54 - 41,23)}{57,54} \times 100 = 28,34 \%$$

$$DBO = 57,54 \times 28,34\% = 16,31 \text{ mg/l}$$

- Estimativa da eficiência na remoção de coliformes fecais CF

$$NMP_e = NMP_o \times \frac{4 \times a \times e^{1/2d}}{[(1 + a)^2 \times e^{a/2d}] - [(1 - a)^2 \times e^{-(a/2d)}]} \quad (4.69)$$

$$NMP_e = 10.363,73 \times \frac{4 \times 3,07 \times e^{1/2 \times 0,37}}{[(1 + 3,07)^2 \times e^{3,07/2 \times 0,37}] - [(1 - 3,07)^2 \times e^{-(3,07/2 \times 0,37)}]}$$

$$NMP_e = \frac{491.585,30}{1.049,29} = 468,49$$

$$a = (1 + 4 \times K_d \times \Theta_H \times d)^{1/2} \quad (4.70)$$

$$a = (1 + 4 \times 0,4 \times 14,22 \times 0,37)^{1/2} = 3,07$$

$$d = \frac{L/B}{[-0,261 + 0,254 \times (L/B) + 1,014 \times (L/B)^2]} \quad (4.71)$$

$$d = \frac{2,50}{[-0,261 + (0,254 \times 2,50) + (1,014 \times 2,50^2)]} = 0,37$$

- Eficiência na remoção da DBO nas lagoas primária e secundária:

$$E_T = \frac{(S_0 - DBO_{total})}{S_0} \times 100 \quad (4.72)$$

$$E = \frac{(300 - 41,23)}{300} \times 100 = 86,26 \%$$

$$DBO = 300 \times 86,26 \% = 258,78 \text{ mg/l}$$

O traçado da rede coletora, o interceptor e a estação de tratamento de esgoto podem ser visualizados no apêndice A.

4.3 Quantitativo de materiais e orçamento

A seguir, o quadro 05 apresenta-se um valor estimado para a implantação da ETE para o loteamento Sagrado Coração.

Quadro 06: Planilha para estimativa do custo para implantação da ETE

Planilha para estimativa do custo para implantação da ETE - Lagoa Facultativa					
Item	Descrição	Qtde	Medida	Valor unit.	Valor Total
1	Terreno				
1.1	Limpeza do terreno (servente)	8	h	9,15	73,20
2	Grade				
2.1	Construção do canal de entrada (concreto armado)	0,5	m ³	280,78	140,39
2.2	Total de grades (e=10,0 mm)	1	m ²	258,11	258,11
2.3	Mão de obra				
2.3.1	Pedreiro	2	h	14,00	28,00
2.3.2	Servente	1	h	9,15	9,15
3	Caixa de areia				
3.1	Construção da caixa de areia (concreto armado)	0,15	m ³	280,78	42,12
3.2	Construção da calha Parshall (concreto armado)	0,11	m ³	280,78	30,89
3.3	Mão de obra				
3.3.1	Pedreiro	2	h	14,00	28,00
3.3.2	Servente	1	h	9,15	9,15
4	Lagoa Facultativa				
4.1	Escavação com trator de esteira	5.225	m ³	2,85	14891,25
4.2	Lona impermeabilizante	2.708,50	m ²	0,90	2437,65
4.3	Mão de obra (servente)	16	h	9,15	146,40
5	Casa de apoio				
5.1	Construção da casa de apoio (alvenaria, piso, telhado, esquadrias e mão de obra)	25	m ²	1000,00	25000,00
6	Interceptor				
6.1	Tubo DN 150	140	m	33,73	4722,20
6.2	Poço de visita	1	unid	1.137,73	1137,73
TOTAL					48954,23

Fonte de pesquisa dos valores: SINAPI, 2018.

Através de pesquisa de preços realizada no mês de setembro nas planilhas de referências de preços unitários para obras de edificação e infraestrutura do SINAPI (Sistema

Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil), referente ao estado de Minas Gerais, foi possível estimar o custo para implanta da ETE de Lagoa Facultativa proposto ao loteamento Sagrado Coração, onde o valor total encontrado é de R\$ 48.954,23 reais.

5 CONCLUSÃO

Após análise do caso em estudo, ou seja, a avaliação do sistema de esgotamento sanitário no loteamento Sagrado Coração, conclui-se que a rede executada está correta de acordo com os cálculos apresentados, mas não há a existência de descarte adequado do esgoto do loteamento.

Como medidas estruturais cabíveis para adequação do sistema, se faz necessário à implantação de um interceptor e de uma estação de tratamento de esgoto.

Por fim, conclui-se que este estudo contribui para o avanço da infraestrutura de saneamento básico e, conseqüentemente, para a melhoria da qualidade de vida e a recuperação do meio ambiente.

REFERÊNCIAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9648**. Estudo de Concepção de Sistemas de Esgoto Sanitário. Rio de Janeiro: ABNT, 1986.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9649**. Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário. Rio de Janeiro: ABNT, 1986.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12209**. Projeto de estações de tratamento de esgoto sanitário. Rio de Janeiro: ABNT, 1992.

ARCEIVALA, S. J. **Wastewater treatment and disposal**, New York: Marcel Dekker, 1981, 892p.

AZEVEDO NETTO, José Martiniano de Azevedo et al. **Manual de hidráulica**. Editora: Edgard Blücher, 8ª edição, São Paulo, 2012.

CONAMA. Conselho Nacional do Meio Ambiente. **Resolução CONAMA nº 357, de 17 de março de 2005**. Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências.

COSÁGUA. Concessionária de Saneamento Básico Ltda. **Projeto de Esgotamento Sanitário para Loteamentos e Conjuntos Habitacionais**. Informativo Técnico nº 002/2017, de agosto de 2017. Paraguaçu, 2017.

IBGE. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatísticas. Ministério das Cidades. **Pesquisa nacional de saneamento básico**. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Geografia e Estatísticas, 2017. Disponível em: <<https://cidades.ibge.gov.br/brasil/mg/paraguacu>>. Acesso em: 26 de maio de 2018.

IGAM. Instituto Mineiro de Gestão das Águas. **Monitoramento da Qualidade das Águas**. Minas Gerais: Instituto Mineiro de Gestão das Águas. Disponível em: <

<http://www.igam.mg.gov.br/monitoramento-da-qualidade-das-aguas2>>. Acesso em: 10 de outubro de 2018.

IMHOFF, K. R.; IMHOFF, K. **Manual de tratamento de águas residuárias**. Editora: Edgard Blucher, São Paulo, 1986.

JORDÃO, E. P. e PESSOA, C. A. **Tratamento de Esgotos Domésticos**. 3. ed. ABES – RJ, 1995.

NUVOLARI, A. **Esgoto Sanitário: coleta, transporte, tratamento e reuso agrícola**. Editora: Edgard Blücher, 2ª edição, São Paulo, 2011. 565 p.

ONU, Nações Unidas no Brasil. **ONU: 4,5 bilhões de pessoas não dispõem de saneamento seguro no mundo**. 2017. Disponível em: <<https://nacoesunidas.org/onu-45-bilhoes-de-pessoas-nao-dispoem-de-saneamento-seguro-no-mundo/>>. Acesso em 25 de maio de 2018.

SINAPI. Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil. Disponível em: < http://www.caixa.gov.br/site/Paginas/downloads.aspx#categoria_648>. Acesso em: 30 de outubro de 2018.

VELASCO, Clara. **Saneamento melhora, mas metade dos brasileiros segue sem esgoto no país**. G1, São Paulo, 2017. Disponível em: <<https://g1.globo.com/economia/noticia/saneamento-melhora-mas-metade-dos-brasileiros-segue-sem-esgoto-no-pais.ghtml>>. Acesso em: 25 de maio de 2018.

VIDAL, W. L. **Aperfeiçoamentos hidráulicos no projeto de lagoas de estabilização visando redução da área de tratamento: uma aplicação prática**. In: Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, 12. Camboriú, SC, ABES, nov. 1993.

VON SPERLING, M. **Princípios do tratamento biológico de águas residuárias**, Volume 1: Introdução à Qualidade das Águas e ao Tratamento de Esgotos. 3ª Edição. Belo Horizonte, Minas Gerais: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental – UFMG, 2005.

ANEXO A – Tabela Y/D

APÊNDICE A – Projeto de Esgotamento Sanitário