



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

NATHÁLIA FELIX BOMFIM

**ANTEPROJETO ACADÊMICO DO SISTEMA DE ESGOTO
SANITÁRIO DE UM LOTEAMENTO NO MUNICÍPIO DE
CARUARU – PE**

**RECIFE
2017**

NATHÁLIA FELIX BOMFIM

**ANTEPROJETO ACADÊMICO DO SISTEMA DE ESGOTO SANITÁRIO DE
UM LOTEAMENTO NO MUNICÍPIO DE CARUARU - PE**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentada à Universidade Federal de Pernambuco como parte dos requisitos para aprovação na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso 2. Como parte dos requisitos necessários à conclusão do curso de graduação em engenharia civil.

Área de concentração: Engenharia Civil

Linha de pesquisa: Sistema de esgotamento sanitário

Orientador: Prof. Dr. PAULO TADEU RIBEIRO DE GUSMÃO

RECIFE

2017

Catálogo na fonte
Bibliotecária Maria Luiza de Moura Ferreira, CRB-4 / 1469

B695a Bomfim, Nathália Felix.

Anteprojeto acadêmico do sistema de esgoto sanitário de um loteamento no município de Caruaru - PE / Nathália Felix Bomfim. - 2017.

85 folhas, il., gráfs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Paulo Tadeu Ribeiro de Gusmão.

TCC (Graduação) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Departamento de Engenharia Civil, 2017.

Inclui Referências e Apêndice.

1. Engenharia Civil. 2. Rede coletora de esgoto sanitário. 3. Tratamento de esgoto sanitário. 4. Dimensionamento. I. Gusmão, Paulo Tadeu Ribeiro de (Orientador). II. Título.

NATHÁLIA FELIX BOMFIM

**ANTEPROJETO ACADÊMICO DO SISTEMA DE ESGOTO SANITÁRIO DE UM
LOTEAMENTO NO MUNICÍPIO DE CARUARU – PE**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentada à Universidade Federal de Pernambuco como parte dos requisitos para aprovação na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso 2. Como parte dos requisitos necessários à conclusão do curso de graduação em engenharia civil.

Área de concentração: Engenharia Civil

Linha de pesquisa: Sistema de esgotamento sanitário

Aprovado em: 13/06/2017

Prof. Dr. Paulo Tadeu Ribeiro de Gusmão (Orientador)
Universidade Federal de Pernambuco

Prof. Antônio Gustavo dos Santos Neto (Examinador interno)
Universidade Federal de Pernambuco

Prof. Dr. Wanderli Rogério Moreira Leite (Examinador interno)
Universidade Federal de Pernambuco

*A minha mãe, Andréa Felix Bomfim, por
me ajudar sempre que possível.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por tudo.

Agradeço aos meus pais por todo apoio dado para que fosse possível chegar até aqui. Principalmente por sempre apoiarem minhas decisões e darem forças para seguir em frente mesmo nos momentos mais difíceis.

Agradeço a todos os professores da Universidade Federal de Pernambuco que transmitiram os conhecimentos necessários para concluir essa etapa.

Agradeço ao meu professor orientador Dr. Paulo Tadeu Ribeiro de Gusmão, por ter dado as diretrizes e recomendações de materiais para realização do trabalho.

Agradeço ao engenheiro Gerson Batista Filho, por disponibilizar materiais e informações preciosas para esse trabalho, inclusive tirar minhas dúvidas, que foram várias.

Agradeço a todos que estavam torcendo para que eu conseguisse concluir essa etapa.

RESUMO

O sistema de esgotamento sanitário se tornou nos últimos tempos uma questão prioritária no Brasil, a ineficiência do sistema ainda afeta boa parte da população. A busca por tecnologias mais eficientes nos aspectos econômicos e ambientais e aplicáveis às pequenas comunidades urbanas e rurais é necessária para que se alcance o nível de tratamento desejado. No presente trabalho é proposto um projeto acadêmico do sistema de esgotamento sanitário de um loteamento localizado no município de Caruaru, o projeto do sistema de esgotamento sanitário é composto por rede coletora de esgoto convencional com tubulações de PVC e estação de tratamento de esgoto constituída por tratamento preliminar composto por grade de barras, caixa de areia, responsável por retirar o material grosseiro presente no efluente bruto, e calha Parshall que funciona como controlador de velocidade para o escoamento nas unidades anteriores e medidor de vazão, o tratamento secundário será composto por um reator anaeróbio de fluxo ascendente, como pós tratamento o escoamento superficial no solo e com a finalidade de atender as exigências de coliformes termotolerantes foi necessário a unidade de desinfecção que será feita por lâmpadas ultravioleta. O sistema proposto é interessante, principalmente por ser de fácil operação, manutenção e baixo custo de implantação e manutenção.

Palavras-chave: Rede coletora de esgoto sanitário. Tratamento de esgoto sanitário. Dimensionamento.

ABSTRACT

The sewage system has recently become a priority issue in Brazil, the inefficiency of the system still affects a large part of the population. The search for more efficient technologies in economic and environmental aspects and applicable to small urban and rural communities is necessary to reach the desired level of treatment. In the present work an academic project of the sanitary sewage system of a subdivision located in the municipality of Caruaru is proposed, the sanitary sewage system project is composed of conventional sewage collection system with PVC pipes and sewage treatment plant constituted by treatment Consisting of a grid of bars, a sandbox, responsible for removing coarse material present in the raw effluent, and Parshall gutter that acts as a speed controller for the flow in the previous units and flow meter, the secondary treatment will be composed of a reactor Anaerobic flow, as post treatment the surface runoff in the soil and in order to meet the requirements of thermotolerant coliforms it was necessary the disinfection unit that will be made by ultraviolet lamps. The proposed system is interesting, mainly because it is easy operation, maintenance and low implementation and maintenance costs.

Keywords: Sewage Collection Network. Sewage treatment. Dimensioning.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1: Terminal de limpeza.	20
Figura 2: Desenho esquemático de um reator UASB.	26
Figura 3: Esquema de uma rampa de escoamento superficial no solo.	27
Figura 4: Localização do loteamento.	29
Figura 5: Gráfico climático de Caruaru	30
Figura 6: Diagrama unifilar do rio Ipojuca	32
Figura 7: Estações de monitoramento de qualidade da água na bacia do rio Ipojuca.	33
Figura 8: Lotes mais baixos que a rua.	40
Figura 9: Representação esquemática da localização da rede de interceptores.	42
Figura 10: Fluxograma da estação de tratamento de esgoto	43
Figura 11: Configuração esquemática do separador trifásico	48
Figura 12: Declividade das rampas de escoamento superficial antes da preparação do terreno.	52
Figura 13: Tipo de solo e valores de aplicação de esgoto.	54
Figura 14: Gráfico da sobrevivência da E Coli pela dosagem de ultravioleta.	55
Figura 15: Tamanhos dos equipamentos de desinfecção.	56
Figura 16: Planta baixa esquemática da unidade de desinfecção.	79
Figura 17: Corte esquemático da unidade de desinfecção	80

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Classificação das grades.....	24
Quadro 2: Principais vantagens e desvantagens da aplicação da radiação ultravioleta na desinfecção de esgoto.	28
Quadro 3: Proposta de referência para enquadramento do rio Ipojuca.....	31
Quadro 4: Padrão de lançamento de efluentes:	34
Quadro 5: Tempo de detenção hidráulico nos reatores UASB	46
Quadro 6: Velocidade máxima ascensional no reator UASB	46
Quadro 7:Taxa de aplicação superficial no compartimento de decantação do reator UASB.....	49
Quadro 8: Velocidades através das aberturas de passagem para o decantador	49
Quadro 9: Quantidade de singularidades da rede coletora.....	57
Quadro 10: Concentração de coliformes no esgoto bruto e após o tratamento.....	80
Quadro 11: Concentração e eficiência da ETE para remoção de DBO	81
Quadro 12: Concentração e eficiência da ETE para remoção de DBO	81

LISTA DE TABELAS

Tabela 1:Desnível máximo permitidas sem tubo de queda.....	18
Tabela 2: População residente e domicílios 1980-2010 Caruaru-PE.....	36
Tabela 3: Consumo médio per capita de água município de Caruaru-PE.....	36
Tabela 4: Distância máxima entre singularidades que permitem limpeza.	39
Tabela 5: Parâmetros e capacidade da calha Parshall.	44
Tabela 6: Quantidade de material retido em função do espaçamento da grade.	45
Tabela 7: Equipamentos e capacidade de tratamento de água e efluentes.	55
Tabela 8: Planilha resultado dimensionamento da rede coletora de esgoto. (continua) .	58
Tabela 9: Planilha resultado dimensionamento da rede de interceptores. (continua)	65

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.

CONAMA - Conselho Nacional do Meio Ambiente

COMPESA - Companhia Pernambucana de Saneamento

COV - Carga orgânica volumétrica

CP - Caixa de passagem

DBO - Demanda bioquímica de oxigênio

DQO - Demanda química de oxigênio

E. Coli - Escherichia coli

EEE - Estação de elevatória de esgoto

ETE - Estação de tratamento de esgoto

IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

NBR - Norma Brasileira

NPE - Norma para projetos de engenharia da Compesa

PHA - Plano hidro ambiental

PV - Poço de visita

PVC - Poli cloreto de vinila

SES - Sistema de esgotamento sanitário

SS - Sólidos suspensos

TIL - Tubo de inspeção e limpeza

TL - Terminal de limpeza

TQ - Tubo de queda

UASB - *Upflow Anaerobic Sludge Blanket* (Reator Anaeróbio de Fluxo Ascendente)

UV – Ultravioleta

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
1.1	Tema	16
1.2	Delimitação do tema	16
1.3	Justificativa e motivação	16
1.4	Objetivos gerais e específicos	16
2	REFERENCIAL TEÓRICO	17
2.1	Rede coletora de esgoto	17
2.2	Órgãos acessórios da rede de esgoto	18
2.2.1	Poço de visita (PV)	18
2.2.2	Tubo de Queda (TQ)	18
2.2.3	Caixa de passagem (CP).....	19
2.2.4	Terminal de Limpeza (TL).....	19
2.2.5	Tubo de Inspeção e Limpeza (TIL).....	20
2.3	Sistema coletivo do tipo separador absoluto	21
2.4	Interceptores e emissários	21
2.5	Estação elevatória de esgoto (EEE)	21
2.6	Estação de tratamento de esgoto (ETE)	22
2.6.1	Preliminar.....	23
2.6.2	Tratamento primário.....	24
2.6.3	Tratamento secundário.....	25
2.6.4	Tratamento terciário	25
2.6.5	Reator anaeróbio de fluxo ascendente (UASB)	25
2.7	Escoamento superficial	26
2.8	Desinfecção por radiação ultravioleta	28
3	METODOLOGIA	29
3.1	Caracterização do loteamento	29
3.1.1	Localização.....	29
3.1.2	Solo na região do loteamento	29
3.1.3	Clima na região.....	30
3.1.4	Enquadramento do corpo hídrico receptor – rio Ipojuca	30
3.1.5	Condição para lançamento de efluentes - Resolução CONAMA 430/11	33
3.2	Parâmetros básicos do projeto	35

3.2.1	População.....	35
3.2.2	Consumo.....	36
3.2.3	Coeficientes de reforço	37
3.2.4	Características do esgoto	37
3.2.5	Nitrogênio total (N_{total}).....	38
3.2.6	Fósforo total (P_{total})	38
3.2.7	Microrganismos.....	38
3.3	Rede coletora de esgoto sanitário	39
3.3.1	Critérios básicos de cálculo hidráulico	39
3.3.2	Dimensionamento da rede coletora.....	40
3.3.3	O <i>software</i> CEsg.....	41
3.4	Interceptor	41
3.4.1	Critérios de dimensionamento.....	42
3.5	Estação de tratamento de esgoto proposta	42
3.6	As exigências para proteção do corpo receptor	43
3.7	Tratamento preliminar.....	43
3.7.1	Calha Parshall	44
3.7.2	Caixa de areia.....	44
3.7.3	Gradeamento	44
3.8	Reator UASB	45
3.8.1	Carga hidráulica volumétrica e Tempo de detenção hidráulico do reator UASB	45
3.8.2	Carga orgânica volumétrica.....	46
3.8.3	Carga biológica (Carga de lodo) do reator UASB.....	46
3.8.4	Velocidade ascensional.....	46
3.8.5	Profundidade do reator UASB	47
3.8.6	Sistema de distribuição do afluente	47
3.8.7	Separador trifásico	47
3.8.8	Sistema de coleta do efluente.....	50
3.8.9	Retentores de espuma.....	50
3.8.10	Eficiência do reator UASB	50
3.8.11	Produção, coleta e tratamento de biogás.....	50
3.8.12	Produção e destinação do lodo.....	51
3.9	Escoamento superficial.....	51

3.9.1	Comprimento da rampa	51
3.9.2	Declividade do terreno	52
3.9.3	Taxa de aplicação	52
3.9.4	Período e frequência de aplicação	53
3.9.5	Solo	53
3.10	Desinfecção por radiação ultravioleta.....	54
3.11	Intensidade da radiação, Tempo de exposição e controle de Microrganismos	54
4	RESULTADOS	57
4.1	Rede coletora	57
4.2	Interceptor	64
4.3	Estação de tratamento de esgoto	67
4.4	Tratamento preliminar.....	68
4.5	Reator UASB	72
4.6	Leito de secagem	77
4.7	Escoamento superficial.....	78
4.8	Desinfecção ultravioleta	79
5	CONCLUSÕES	80
	REFERÊNCIAS.....	82
	APÊNDICE A - PLANTA DA REDE COLETORA.....	85

1 INTRODUÇÃO

O saneamento básico é um serviço público essencial e um direito fundamental. Segundo a Lei nº 11.445 de 2007, o sistema de esgotamento sanitário é constituído pelas atividades, infraestruturas e instalações operacionais de coleta, transporte, tratamento e disposição final adequados dos esgotos sanitários. A implantação de rede coletora de escoamento sanitário em áreas urbanas, assim como o devido transporte e tratamento é dever do estado e direito do cidadão, cabendo ao governo o planejamento urbano e de destinação final dos resíduos. Para atender isso da melhor forma possível é indispensável um projeto de engenharia, que devido ao seu embasamento técnico pode apresentar os elementos e informações necessárias e suficientes para que a obra seja executada com segurança, funcionalidade, adequação, facilidade de construção, conservação, operação e durabilidade dos componentes. Quanto mais completo for o projeto, menos imprevistos irão surgir e mais eficiente e adequado será o sistema.

A situação do Brasil em relação ao percentual de coleta e tratamento de esgotos sanitários está muito abaixo do desejado. Segundo o Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento (SNIS, 2014) o atendimento à população por redes coletoras de esgoto é de cerca de 57,6%. Quanto ao tratamento dos esgotos, o índice médio do país chega a 40,8% para esgotos gerados e 70,9% para os esgotos que são coletados. São índices baixíssimos, quando se considera que o ideal é o atendimento a 100% dos habitantes.

A falta de planejamento desses sistemas ocasiona obras posteriores mais caras por haver dificuldades de compatibilização, maiores interferências e custo de implantação mais caro devido a reposição do pavimento do jeito qual era anteriormente enquanto que no início as ruas ainda não foram pavimentadas, sendo importante que toda região nova a ser ocupada apresente um projeto de um sistema de esgoto sanitário.

A universalização do sistema de coleta de esgoto está vinculada a uma série de fatores. Certamente a disponibilização e correta aplicação de recursos financeiros são de extrema importância, mas a utilização de ferramentas que contribuam para a difusão do conhecimento e a agilidade nos projetos também são relevantes.

Nesse trabalho será desenvolvido um anteprojeto de sistema de esgotamento sanitário de um novo loteamento que contem 32 quadras e 695 lotes localizados nas proximidades da cidade de Caruaru-PE. A rede coletora de esgoto será de tubos de PVC e seu dimensionamento feito através do *software* CEsg e a estação de tratamento de esgoto sanitário constituída por tratamento preliminar composto por grade de barras, caixa de areia, responsável por retirar o

material grosseiro presente no efluente bruto, e calha Parshall que funciona como controlador de velocidade para o escoamento nas unidades anteriores e medidor de vazão, tratamento secundário, o qual será composto por um reator anaeróbio de fluxo ascendente, e pós-tratamento, que se dará por meio de rampa de escoamento superficial no solo e uma unidade de desinfecção por lâmpadas ultravioletas. O sistema proposto é interessante, principalmente por ser de fácil operação, manutenção e baixo custo de implantação e manutenção.

1.1 Tema

Sistema de esgotamento sanitário.

1.2 Delimitação do tema

Traçado e dimensionamento da rede coletora e dimensionamento da estação de tratamento no loteamento no município de Caruaru-PE.

1.3 Justificativa e motivação

O esgoto sanitário não deve ser lançado ao solo ou a corpos de água sem o tratamento adequado, pois podem causar contaminações, disseminações de doenças com consequente elevação dos gastos com saúde pública, agravamento dos problemas de escassez da água, desequilíbrio ecológico entre outros impactos indesejáveis. Por isso devem ser adotadas medidas para melhorar os índices citados anteriormente. Dessa forma, todo novo loteamento deve ser dotado de coleta e transporte para o devido tratamento.

Ultimamente a demanda por sistemas de esgotamento sanitário vem crescendo de forma a tentar atender as regulamentações. Isso está ocorrendo devido ao aumento da preocupação em relação ao grau de tratamento, destino final dos esgotos e à qualidade das águas. Essa preocupação fez com que novas leis e punições pertinentes ao tema fossem criadas e colocadas em prática, por isso a importância de revisar, melhorar e realizar trabalhos com esse tema.

1.4 Objetivos gerais e específicos

O presente trabalho tem como objetivo a elaboração de um anteprojeto de sistema de esgotos sanitários para um loteamento residencial, a ser localizado na cidade de Caruaru – PE, que possibilite coletar e afastar das residências os despejos sanitários nelas gerados, encaminhando-os para tratamento e despejo em local adequado.

Como objetivos específicos, podem ser listados:

- Elaborar o anteprojeto de rede coletora de esgotos sanitários;
- Elaborar o anteprojeto dos interceptores de esgotos sanitários;
- Elaborar o anteprojeto da estação de tratamento de esgoto;

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Os sistemas de esgoto sanitário devem ser projetados para atender aos seguintes critérios:

- Coleta adequada das águas residuárias;
- Transporte dos efluentes de modo seguro e sem afetar recursos hídricos;
- Tratamento dos efluentes de acordo com as especificações da lei;
- Disposição final adequada das águas residuárias.

Deste modo, pode-se destacar os principais objetivos do esgotamento sanitário como sendo a conservação dos recursos hídricos, a redução da poluição e da contaminação, o afastamento rápido e adequado dos esgotos da população e a melhoria da saúde pública, reduzindo a incidência de doenças. Para o funcionamento apropriado de um sistema de esgotos sanitários pode-se dispor de diversos tipos de estruturas (Sobrinho e Tsutiya., 2000).

Os conceitos básicos necessários para elaboração de projetos de SES e assuntos que compreendem este trabalho, serão apresentados neste capítulo, estão dispostos a seguir.

2.1 Rede coletora de esgoto

As redes coletoras são canalizações que realizam a etapa de recebimento dos efluentes provenientes dos ramais prediais e os conduzem até a próxima etapa do sistema. O traçado da rede está diretamente relacionado com a topografia do local a ser implantada a rede, já que o escoamento do esgoto na tubulação é preferencialmente livre por gravidade, contudo outros fatores que também influenciam o traçado da rede são (Sobrinho e Tsutiya., 2000):

- A localização da tubulação, que pode ser pela calçada, na faixa de rolamento, por dentro dos lotes ou mista;
- O tipo de sistema a ser implantado, pode ser do tipo convencional ou condominial;
- Há necessidade de rede dupla, rede dupla pode ser necessária em casos com vias muito largas e ou com muito movimento;
- As profundidades máxima e mínima permitidas, que são em função da dificuldade de escavação e da carga de tráfego;

- A presença de interferências como canalizações de drenagem, de abastecimento de água potável, gasodutos, entre outras. Sendo necessária uma etapa de compatibilização de projetos entre os projetistas;
- O aproveitamento de tubulações existentes;
- Os planos diretores de urbanização.

2.2 Órgãos acessórios da rede de esgoto

Os órgãos acessórios são dispositivos fixos sem equipamentos mecânicos que possuem a finalidade de evitar ou minimizar entupimentos em pontos singulares das tubulações, como curvas, pontos de afluência de tubulações, possibilitando acesso de pessoas ou de equipamentos nesses pontos. Os órgãos acessórios são definidos e especificados quando há necessidade do uso na NBR 9649. Os principais órgãos acessórios de uma rede coletora são:

2.2.1 Poço de visita (PV)

É poço com abertura na parte superior que permite o acesso de pessoas e equipamentos para trabalhos de manutenção preventiva ou corretiva nas canalizações, compreendendo atividades de inspeção, conservação, reparos, desobstrução e limpeza dos condutos. Os PV devem ser usados obrigatoriamente segundo a NBR 14486, 2000 nas seguintes situações:

- Na reunião de coletores quando há necessidade de tubo de queda.
- Nas extremidades de sifões invertidos e passagens forçadas.
- Nas mudanças de direção, declividade, diâmetro ou material dos coletores quando:
 - Profundidade da ocorrência for superior a 3,00 m.
 - Diâmetro de coletores for igual ou superior a 400 mm.

O PV é a singularidade mais cara da rede coletora, então sempre quando permitido devemos substituir o PV por CP, TL ou TIL.

2.2.2 Tubo de Queda (TQ)

Tubo de queda é o dispositivo instalado no PV ou no TIL de modo a permitir que o trecho de coletor a montante deságue no fundo do poço, evitando respingos. Quando o coletor afluente apresentar diferença de cota, desnível, superior aos estabelecidos na Tabela 1 em relação à tubulação efluente, é obrigatório o uso de TIL-TQ ou PV com TQ (Sobrinho e Tsutiya., 2000).

Tabela 1: Desnível máximo permitidas sem tubo de queda.

Diâmetro nominal do tubo (DN)	Desnível (m)
100	0,58
150	0,84
200	1,00
250	1,25
300	1,45

Fonte: (ABNT NBR 14486, 2000 p. 8).

2.2.3 Caixa de passagem (CP)

É a câmara subterrânea sem acesso, visual ou físico, localizada em pontos singulares por necessidade construtiva, como curvas e mudança de declividades, e que permite passagem de equipamento para limpeza do trecho a jusante.

A CP pode ser utilizada em substituição ao PV nos casos em de mudança de: direção, declividade, diâmetro e material de acordo com as seguintes restrições (Sobrinho e Tsutiya., 2000):

- No caso de uma única caixa o ângulo de mudança de direção deverá ser menor que 45°.
- Para mais de duas caixas a somatória dos ângulos das caixas de passagens em relação ao plano horizontal a partir do PV ou TIL não deve ser superior a 45°.
- A caixa só poderá ser executada quando a declividade de montante for maior ou igual a 0.007 m/m para 150 mm e 0,005 m/m para 200 mm, com exceção dos pontos de cabeceira.
- As posições das caixas de passagem têm de ser obrigatoriamente cadastradas.

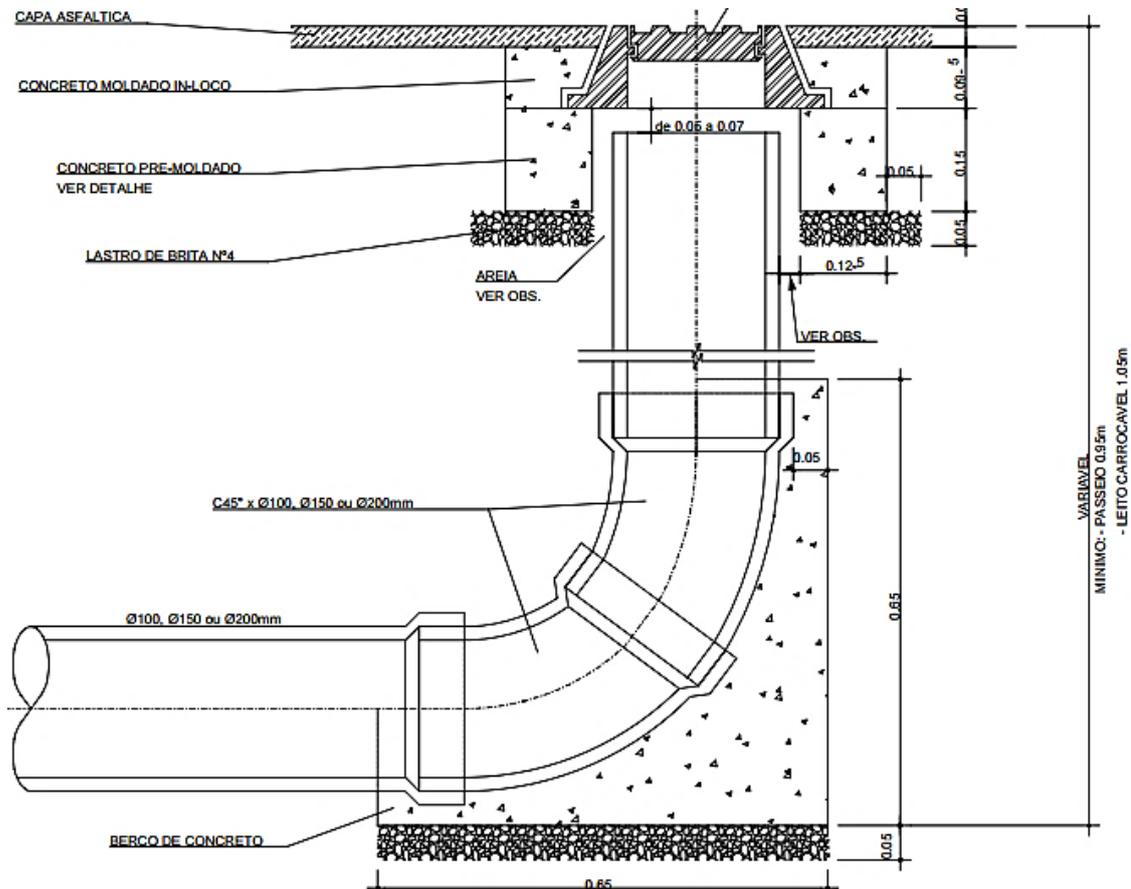
Apesar de terem sido utilizadas por cerca de 10 anos. A sua utilização fora das especificações e dificuldades de localização, foram as principais causas de sua rejeição. Muitas companhias de saneamento, como a Sabesp e Compesa, não aceitam mais as CP nos projetos nos projetos de rede pública de esgoto sanitário (Sobrinho e Tsutiya., 2000).

2.2.4 Terminal de Limpeza (TL)

O terminal de limpeza (TL) é um dispositivo que permite apenas a introdução de equipamentos de limpeza, são formados basicamente por duas curvas de 45° apoiadas por um bloco de concreto, um prolongamento da tubulação até a superfície e uma tampa metálica que, geralmente, se situa na via pública como está representado na Figura 1. Os TL's são localizados na extremidade de montante dos coletores, nestes pontos ainda não há nenhum tipo de

contribuição, também são conhecidos como pontas secas, esse dispositivo pode ser pré-fabricado ou não.

Figura 1: Terminal de limpeza.



Fonte: (SABESP, 2006)

2.2.5 Tubo de Inspeção e Limpeza (TIL)

O tubo de inspeção e limpeza, também conhecido como poço de inspeção (PI), é um dispositivo não visitável que permite a inspeção visual e a introdução de equipamentos de limpeza, pode ser pré-fabricado ou não (Sobrinho e Tsutiya., 2000).

Essa singularidade pode ser usada em substituição ao PV nos seguintes casos:

- Na reunião de coletores sendo até 3 entradas e uma saída;
- Nos pontos com desnível de altura das tubulações inferior a 60 cm;
- A jusante de ligações prediais cujas contribuições podem acarretar problemas de manutenção;
- Profundidade máxima 3,0 m.

2.3 Sistema coletivo do tipo separador absoluto

Os sistemas coletivos de esgoto podem ser do tipo unitário, que coleta esgoto e águas pluviais ou do tipo separador este pode ser parcial ou absoluto (total). O parcial recebe uma contribuição das águas de chuva provenientes de telhados e pátios das edificações e o absoluto tem suas tubulações separadas, sendo uma exclusiva para a coleta de esgotos e outra para transportar as águas de chuva. De forma geral no Brasil utiliza-se o sistema separador absoluto (Sobrinho e Tsutiya., 2000).

Esse tipo de sistema possui suas vantagens como a redução do diâmetro das tubulações, redução da vazão na etapa de tratamento do efluente. A desvantagem é que necessita de fiscalização para evitar ligações clandestinas que podem fazer com que o sistema funcione como misto recebendo contribuições da água da chuva de pátios, telhados, quintais etc.

2.4 Interceptores e emissários

Interceptores são canalizações canalização que recebe coletores ao longo de seu comprimento, não recebendo ligações prediais diretas. As vazões de contribuição dos interceptores são pontuais ocorrendo geralmente nos pontos de visita (Sobrinho e Tsutiya., 2000). A norma NBR 12207 (ABNT, 1989), define o interceptor como a canalização cuja função é transportar o esgoto sanitário coletado, caracterizado pela defasagem das contribuições, da qual resulta o amortecimento das vazões máximas.

Os Emissários são semelhantes aos interceptores, entretanto não recebem contribuições ao longo do trajeto, existindo apenas uma vazão de entrada. São canalizações destinadas a conduzir os esgotos a um destino conveniente, como estação de tratamento e lançamento (Sobrinho e Tsutiya., 2000).

2.5 Estação elevatória de esgoto (EEE)

Estação Elevatória de Esgotos (EEE) é o conjunto de equipamentos destinados a promover o recalque das vazões dos esgotos coletados a montante. São utilizadas todas as vezes que por algum motivo não seja possível, sob o ponto de vista técnico e econômico, o escoamento de esgotos pela ação da gravidade.

A escolha do tipo e classificação da elevatória vai depender da localização, da capacidade, tamanho das bombas, do projeto estrutural e arquitetônico, da área disponível para construção entre outros fatores. As elevatórias podem ser classificadas quanto a vazão e a altura manométrica (Sobrinho e Tsutiya., 2000).

Quanto a vazão é classificada da seguinte forma:

- Pequena se menor que 50 L/s;
- Média se encontra entre 50 e 500 L/s
- Grande quando maior que 500 L/s.

Quanto à altura manométrica é classificada da seguinte forma:

- Baixa carga quando menor que 10 mca,
- Média carga quando entre 10 mca e 20 mca
- Alta carga quando maior que 20 mca.

Os elementos mais relevantes e necessários para a escolha da localização sobre os aspectos técnicos e econômicos são:

- As dimensões do terreno, pois deverão satisfazer às necessidades da aplicação e expansão futura prevista;
- O custo da área de implantação e facilidade de desapropriação;
- A facilidade e custo da alimentação de energia elétrica;
- A facilidade de acesso;
- A facilidade e possibilidade de extravaso do esgoto afluyente quando houver paralisação da estação;
- O nível local de inundação;
- O trajeto mais curto da tubulação de recalque;
- O menor remanejamento de interferências e influencias nas condições ambientais.

2.6 Estação de tratamento de esgoto (ETE)

As estações de tratamento de esgoto são conjuntos de instalações que variam de acordo com o tipo de tratamento utilizado. Cujo objetivo principal é a remoção das cargas poluidoras dos efluentes domésticos e industriais, de forma que atenda os padrões necessários exigidos para o lançamento do efluente de volta à natureza (Jordão, Pessôa, 2005).

Existem opções tecnológicas bastante diversificadas para tratamento de esgoto, que podem propiciar, em termos teóricos pelo menos, qualquer grau de depuração desejado, contudo há fatores limitantes de várias naturezas que dificultam tal escolha. Isto é mais evidente quando se deseja um efluente de melhor qualidade. Dentre estes fatores, podem ser citados os seguintes:

- A área disponível para a estação de tratamento de esgoto nas maiores cidades de forma geral os terrenos desocupados estão cada vez mais escassos e caros, o que

desestimula o uso de processos que exigem áreas extensas, tais como sistemas de lagoas de estabilização. Para se ter uma ideia do porte necessário para a área, esta pode atingir até 6,00 m² de lagoa por habitante;

- O custo, pois em muitos casos, para adaptar as ETE's às disponibilidades de área, quando esta é exígua ou muito distante da rede coletora. Torna-se necessário o uso de unidades mais sofisticadas que demandam equipamentos eletromecânicos, geralmente caros, o que eleva o custo final da unidade, tanto em termos de implantação, quanto de operação e de manutenção;
- A operação, pois quanto maior o grau de sofisticação de uma unidade de tratamento, maior a qualificação técnica requerida para a equipe de operação, o que significa maior dificuldade de se formarem boas equipes e maiores salários a serem pagos a seus integrantes.

O projeto da ETE deve considerar o grau de tratamento desejável em função da classificação do corpo receptor, em consonância com as resoluções e leis vigentes.

Os níveis de tratamento nas estações são comumente classificados em preliminar, primário, secundário e terciário.

2.6.1 Preliminar

O tratamento preliminar possui o objetivo principal na remoção de sólidos grosseiros, areia e matéria oleosa. Não há praticamente remoção de DBO, essa etapa do tratamento consiste em uma preparação dos esgotos para o tratamento posterior, evitando obstruções e danificações em equipamentos eletromecânicos e possibilitando melhor eficiência das unidades de tratamento posteriores. Essa etapa de tratamento é posicionada no canal de chegada dos esgotos na estação de tratamento, ou a montante do bombeamento e são geralmente compostas por gradeamento, caixa de areia e calha Parshall.

Gradeamento

O gradeamento possui como objetivo a remoção de sólidos grosseiros, geralmente é constituído de barras de ferro ou aço paralelas. As grades podem ser classificadas de acordo com o espaçamento entre as barras, conforme o Quadro 1, e também podem ser classificadas conforme o tipo de limpeza, manual ou mecanizada.

Exceto para as grades grossas, as grades de barras devem ser de limpeza mecanizada quando a vazão máxima afluyente final for igual ou superior a 100 L/s ou quando o volume de

material a ser retido justificar o uso de equipamento mecanizado. Levando-se em conta também as dificuldades de operação relativas à localização e/ou profundidade do canal afluente. (NBR 12209, 2011).

As grades com dispositivo de remoção mecanizada de material retido são implantadas com inclinações que variam de 70 a 90°, enquanto que as de remoção manual possuem inclinações variando geralmente na faixa de 45 a 60°. (NBR 12209, 2011).

Quadro 1: Classificação das grades

Tipo de grade	Material retido	Espaçamento (mm)	Seção (mm)
Grosseira	Galhos, restos de mobília, pedaços de colchão;	40 a 100	9,5 x 50,0
			9,5 x 63,5
			12,7 x 38,1
			12,7 x 50,0
Média	Latinhas, garrafas, plásticos, madeiras, papel, panos;	20 a 40	7,9 x 50,0
			9,5 x 38,1
			9,5 x 50,0
Fina	Fibras de tecidos, cabelo;	10 a 20	6,4 x 38,1
			7,9 x 38,1
			9,5 x 38,1

Fonte: (Jordão, Pessoa, 2005) Modificado.

Caixa de areia

O objetivo da caixa de areia é a remoção de sólidos com características de sedimentação semelhantes à da areia. A remoção do material retido pode ser feita de forma manual ou automática, na forma manual são necessários 2 canais para que um esteja operando enquanto o outro ocorre a remoção do material retido.

Calha Parshall

As variações de vazões afluentes ao sistema ocorrem ao longo do dia principalmente em pequenos conjuntos habitacionais, com a finalidade de manter uma velocidade de escoamento constante, será utilizada a calha Parshall como medidor de vazão.

2.6.2 Tratamento primário

O tratamento primário visa à remoção de sólidos sedimentáveis suspensos e de parte da matéria orgânica sedimentável.

2.6.3 Tratamento secundário

No tratamento secundário, o objetivo principal é a remoção de matéria orgânica e de nutrientes, predominam os mecanismos biológicos. Enquanto que o tratamento preliminar e o primário possuem, como forma de remoção de poluentes, mecanismos físicos.

2.6.4 Tratamento terciário

O tratamento terciário não era muito utilizado no Brasil, começou a ser utilizado para atender a eliminação de patógenos como coliformes totais e nos casos de lançamento em lagoas para remoção dos nutrientes, contudo não é um tratamento muito comum. Esse tratamento tem como objetivo a retirada de poluentes específicos, como nutrientes, patogênicos, compostos tóxicos ou não biodegradáveis; ou complementar a retirada de poluentes cuja remoção, no tratamento secundário, tenha sido insuficiente.

2.6.5 Reator anaeróbio de fluxo ascendente (UASB)

O reator UASB consiste de uma unidade de tratamento que funciona como tratamento primário e secundário. Nesse tratamento a matéria orgânica é estabilizada através de bactérias dispersas na zona de digestão, o fluxo do líquido é ascendente e sua parte superior é dividida em duas zonas uma de coleta dos gases, como metano e gás carbônico, formados devido à atividade anaeróbia e a outra zona de sedimentação. Na Figura 2 podem ser observadas de forma esquemática as zonas do reator.

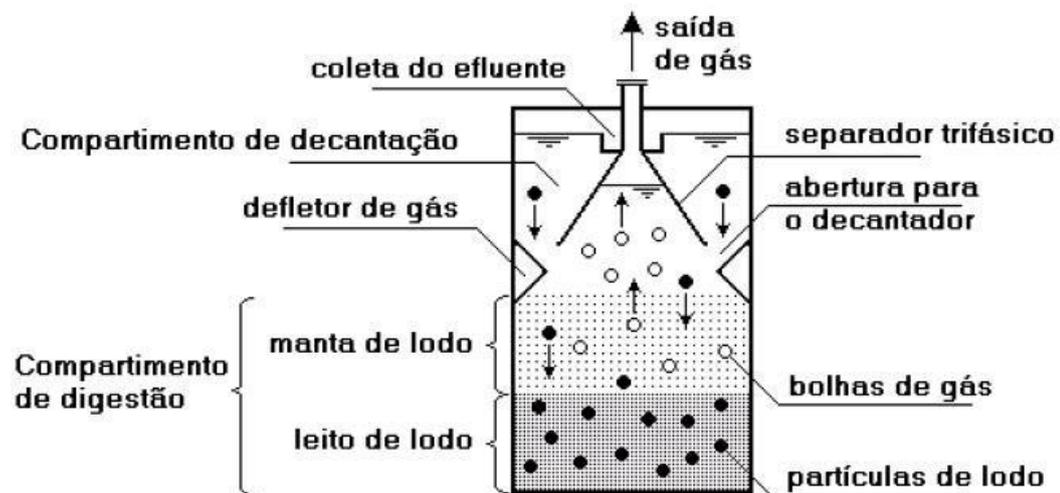
As principais vantagens desse sistema de tratamento de esgoto são (Chernicharo, 2007):

- Sistema compacto, com baixa demanda de área;
- Baixo custo de implantação e operação;
- Baixa produção de lodo;
- Baixo consumo de energia (apenas para estação elevatória quando for necessário);
- Satisfatória eficiência de remoção de DBO e DQO sendo da ordem de 65 a 75%;
- Possibilidade de rápido reinício;
- Elevada concentração e boa desidratação do lodo excedente. O lodo já sai estabilizado, podendo ser encaminhado diretamente para um leito de secagem comum ou para uma centrífuga, dispensando os aditivos de estabilização do lodo.

As principais desvantagens são:

- Possibilidade de maus odores; O que pode ser evitado quando bem projetado, construído e operado.
- Baixa capacidade para tolerar cargas tóxicas; Para esgoto doméstico a presença de cargas tóxicas usualmente é em níveis muito baixos;
- Elevado tempo necessário para partida do sistema; O que pode ser bastante reduzida com a utilização de inóculos;
- Necessidade de uma etapa de pós tratamento;

Figura 2: Desenho esquemático de um reator UASB.

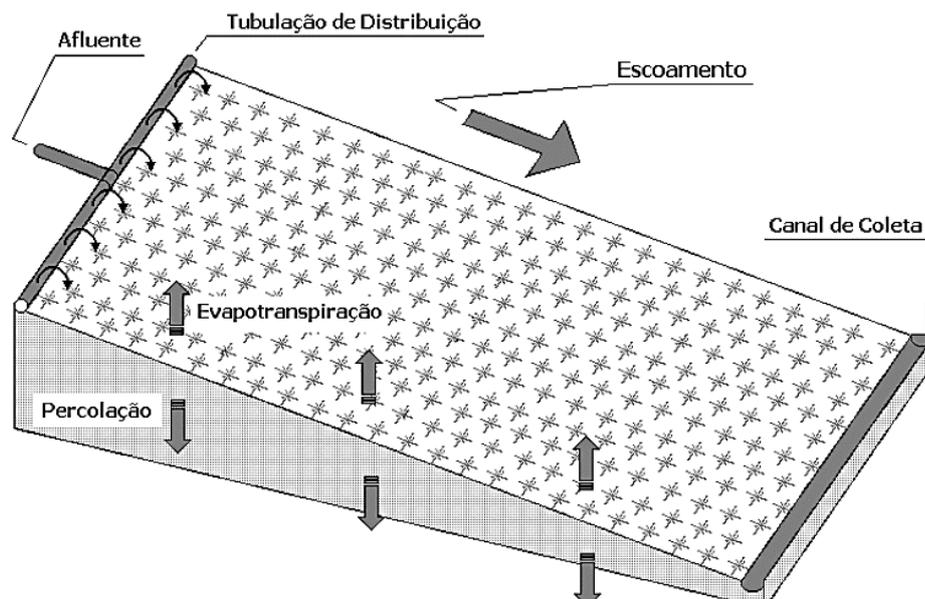


Fonte: (Chernicharo, 2007)

2.7 escoamento superficial

O escoamento superficial é um método de tratamento que consiste na disposição do efluente líquido na parte superior de terrenos planos construídos que tenham uma pequena declividade e baixa permeabilidade. O efluente percorre por gravidade todo o terreno, que é recoberto por uma vegetação. Uma pequena parcela de seu fluxo é perdida por evapotranspiração e a maior parte é coletada na base do declive como mostra a Figura 3. A percolação pode ser insignificante, pois esse sistema é inicialmente concebido para solos com baixa permeabilidade.

Figura 3: Esquema de uma rampa de escoamento superficial no solo.



Fonte: (Tonetti, et al., 2009)

As principais vantagens e motivo de escolha desse tratamento como secundário após o reator UASB são (Chernicharo, 2007, Tonetti, et al., 2009):

- É apropriado para tratamento de efluentes que geram resíduos orgânicos;
- Proporciona tratamento secundário avançado, com uma operação simples e barata;
- A cobertura vegetal pode ser reaproveitada e usada comercialmente;
- Poucas restrições, precisando apenas de um solo relativamente impermeável;
- Não gera lodo e não produz maus odores;
- Efluentes apresentam qualidade semelhante ao de lodos ativados, tendo custo e manutenção 40% menor;

As desvantagens do sistema de escoamento superficial são:

- Limitações climáticas; Contudo a área em estudo possui um clima bom, com elevada insolação, para o tipo de tratamento;
- Taxas de aplicações restritas, pelo tipo de crescimento da cultura;
- Terrenos planos ou muito inclinados não são adequados;

Este tipo de tratamento, apesar de seu grande potencial e vantagens comparativas aos outros métodos depurativos, tem sido pouco utilizado no Brasil e na América Latina. Uma possível explicação para esta conduta pode ser a baixa difusão desta tecnologia no meio

especializado (Tonetti, et al., 2009). Deste modo, torna-se de grande importância o aumento da disseminação do conhecimento sobre tal técnica, objetivando-se a sua maior aplicação.

2.8 Desinfecção por radiação ultravioleta

Para atender o limite de coliformes totais no tratamento foi necessário colocar uma unidade de desinfecção. Ultimamente existe uma resistência para a aceitação da desinfecção com cloro que já foi muito utilizada nos tratamentos. O motivo é que o cloro, quando empregado em águas que contêm compostos orgânicos, como efluentes de ETEs, pode levar à formação de compostos potencialmente prejudiciais à saúde humana. Adicionalmente, baixas concentrações de residuais de cloro são tóxicas a várias espécies aquáticas. Precisando de procedimentos e etapas adicionais para evitar os possíveis danos citados (PROSAB, 2003).

As principais vantagens e desvantagens da desinfecção ultravioleta na desinfecção de esgoto segunda (PROSAB, 2003) são listadas no Quadro 2.

Quadro 2: Principais vantagens e desvantagens da aplicação da radiação ultravioleta na desinfecção de esgoto.

Vantagens	Desvantagens
<ul style="list-style-type: none"> • Efetiva na inativação de muitos vírus, esporos e cistos. • É um processo físico que, ao contrário de desinfetantes químicos, elimina a necessidade de geração, manuseio, transporte ou estocagem de produtos químicos tóxicos/perigosos/corrosivos. • Não geram efeitos residuais prejudiciais a humanos ou vida aquática. • É facilmente controlada pelos operadores. • Possui tempo de contato menor quando comparada a outros agentes desinfetantes (aproximadamente 20 a 30 segundos com lâmpadas de baixa pressão). • O equipamento de desinfecção com UV requer menos espaço que outros métodos. 	<ul style="list-style-type: none"> • Baixas dosagens podem não ser efetivas na inativação de alguns vírus, esporos e cistos. • Os microrganismos podem, às vezes, reparar e reverter os efeitos destrutivos do UV por meio de mecanismo de reativação, conhecido como foto reativação, ou em ausência de luz, conhecido como recuperação no escuro. • Necessidade de programa preventivo para controle da formação de biofilmes nos tubos (reator de contato). • Turbidez e sólidos suspensos totais no esgoto podem prejudicar a eficiência de inativação. • Não tem custo competitivo com a cloração, mas os custos são competitivos quando comparados com cloração-descoloração.

Fonte: (PROSAB, 2003)

3 METODOLOGIA

3.1 Caracterização do loteamento

3.1.1 Localização

O loteamento se encontra entre o rio Ipojuca e a rodovia BR-232 num trecho próximo à cidade de Caruaru localizada no Estado de Pernambuco. A Figura 4 mostra a localização do loteamento.

Figura 4: Localização do loteamento.



Fonte: Google Earth (Modificado).

3.1.2 Solo na região do loteamento

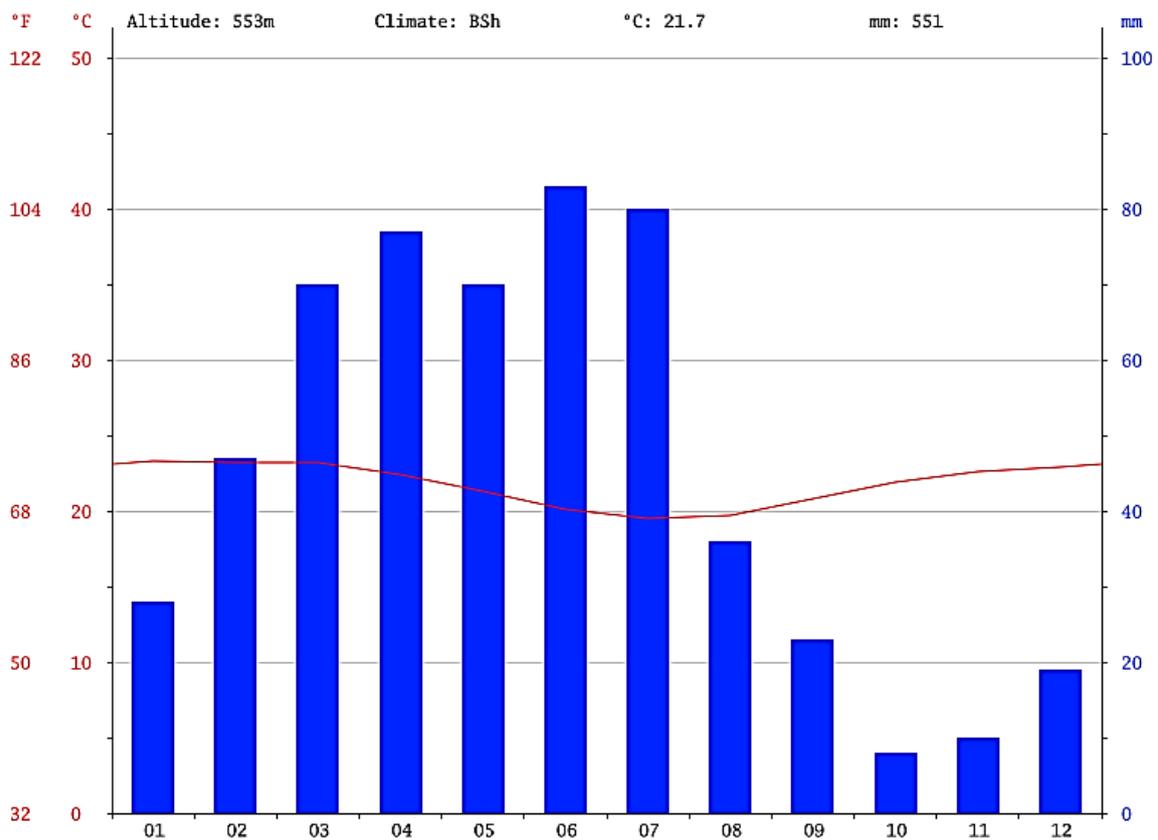
Devido a limitações, não foi possível obter sondagem no local do loteamento para saber como são as características do solo. No solo na região de Caruaru é comum a existência de rochas, ficando com isso mais custoso e difícil a escavação, contudo no local do loteamento não há informações que confirmem a presença de rochas. Para o tratamento por escoamento superficial é necessário a presença de solo relativamente impermeável, foi considerado que há presença de solo argiloso na região que servirá para as rampas de escoamento, pois há registros

desse tipo de solo próximo a esse trecho do rio Ipojuca (Tomo III - Planos de Investimentos, 2010).

3.1.3 Clima na região

Em Caruaru segundo o CLIMATE-DATA.ORG-2017 o clima prevalecente é conhecido com um clima de estepe local. Ao longo do ano existe pouca pluviosidade, a média anual de pluviosidade é de 551 mm, a temperatura média é 21.7 °C pode ser visto na Figura 5. Sendo janeiro é o mês mais quente do ano com uma temperatura média de 23.3 °C. Julho é o mês com a mais baixa temperatura ao longo do ano com uma temperatura média de 19.5 °C. (CLIMATE-DATA.ORG, 2017)

Figura 5: Gráfico climático de Caruaru



Fonte: (CLIMATE-DATA.ORG, 2017).

3.1.4 Enquadramento do corpo hídrico receptor – rio Ipojuca

O rio Ipojuca foi escolhido para ser o corpo receptor do aflente da estação de tratamento de esgoto sanitário desse projeto. Por isso essa ETE deve ser projetada de forma a atender aos parâmetros de lançamento de efluentes descrito na resolução CONAMA 430/11. Cujo objetivo

é respeitar as características do corpo receptor e não piorar seus parâmetros de qualidade da água.

O rio Ipojuca é considerado o 3º rio mais poluído do país, segundo matéria do jornal da Globo e no dia 22 de março de 2017 (Mário Flávio, 2017) não foi comemorado o dia mundial da água na cidade devido ao estado de poluição do rio. Segundo a matéria o rio em outras épocas servia de incentivo ao turismo e era referência de lazer e pesca e hoje possui características no trecho de Caruaru de esgoto bruto. A Figura 6 mostra o diagrama unifilar do rio Ipojuca contendo os pontos de monitoramento e na Figura 7 mostra o quadro com os resultados obtidos nos pontos de monitoramento pela CPRH em abril de 2008.

Nas bacias em que a condição atual de qualidade dos corpos de água esteja em desconformidade com os usos preponderantes pretendidos, deverão ser estabelecidas metas para efetivação dos respectivos enquadramentos. Por isso a estação de tratamento deve ser projetada de forma a atender os parâmetros descritos na resolução CONAMA 430/11 e não das características atuais do trecho em estudo do rio Ipojuca.

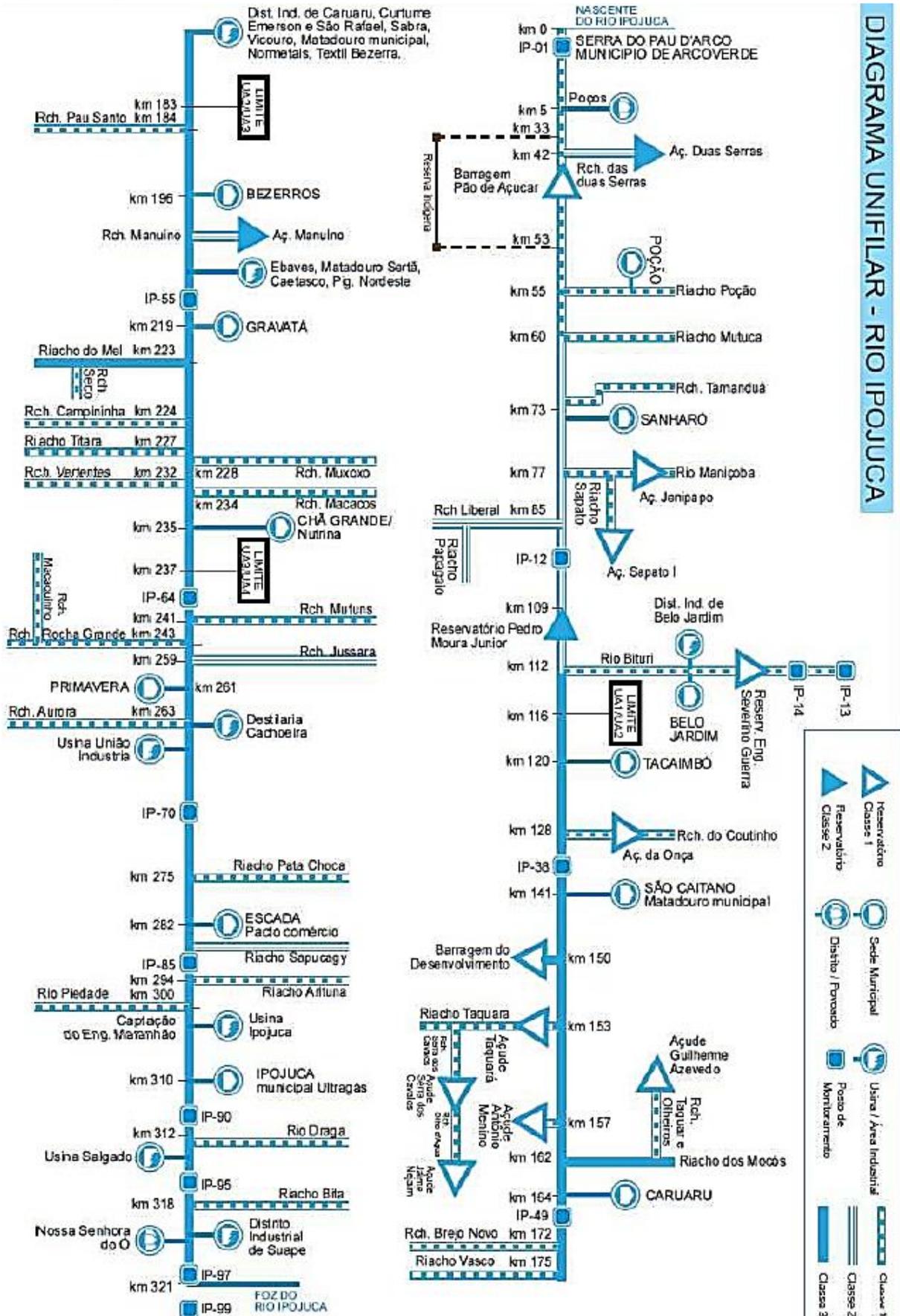
A bacia hidrográfica do rio Ipojuca não possui, atualmente, enquadramento dos corpos de água em classes de usos preponderantes. Contudo já se tem uma proposta de referência para o enquadramento do rio Ipojuca aprovada pelo Conselho da bacia hidrológica do rio Ipojuca onde parte do enquadramento dessa proposta é mostrada no Quadro 3 (COBH Ipojuca).

Quadro 3: Proposta de referência para enquadramento do rio Ipojuca.

Corpo de água	Classe	Uso pretendido	Trecho	Extensão total (km)	Municípios cortados
Rio Ipojuca	1	Recreação de contato primário, pesca, agropecuária, agricultura irrigação.	Desde a nascente até a montante de Sanharó. (Confluência do riacho Mutuca).	61,37	Pesqueira, Poção, Arcoverde.
Rio Ipojuca	2	Recreação de contato primário, pesca, agropecuária, agricultura irrigação	Desde o final do trecho 1 até a confluência com o rio Bituri.	47,74	Pesqueira, Sanharó, Belo Jardim, São Bento do Una.
Rio Ipojuca	3	Abastecimento público, irrigação, abastecimento industrial,	Desde o final do trecho 2 até a foz.	213,44	Belo Jardim, Tacaimbó, São Caetano, Caruaru, Bezerros, Sairé, Gravatá, Chã Grande, Primavera, Pombos, Escada, Ipojuca.

Fonte: PHA rio Ipojuca-Tomo III (2010, p25) (adaptado)

Figura 6: Diagrama unifilar do rio Ipojuca



Fonte: PHA rio Ipojuca-Tomo III (2010, p25) (adaptado)

Figura 7: Estações de monitoramento de qualidade da água na bacia do rio Ipojuca.

Trecho	Estação	Corpo d'água	Localização	IET*	Classificação da Qualidade
Rio intermitente	IP 2-01	Rio Ipojuca	Na nascente do rio Ipojuca, no Sítio Pedreira, em Arcoverde.	Hipereutrófico	Poluída
	IP 2-12	Rio Ipojuca	Rio Ipojuca, na ponte da PE-180 que liga Belo Jardim a São Bento do Uma.	Mesotrófico	Pouco comprometida
	IP 2-13	Rio Bituri	Nascente do rio Bituri no sítio de seu Joaquim, na comunidade de Jussara, em Belo Jardim.	Mesotrófico	Pouco comprometida
	IP 2-14	Rio Bituri	Na ponte sobre o rio Bituri, a montante do reservatório, em Belo Jardim.	Mesotrófico	Poluída
	IP 2-38	Rio Ipojuca	Na passagem molhada, próximo à fazenda Pato Branco, a montante de São Caetano.	Supereutrófico	Poluída
	IP 2-50/49	Rio Ipojuca	Rio Ipojuca, a jusante da cidade de Caruaru, na Vila do Cedro (COHAB III).	Hipereutrófico	Poluída
	IP 2-55	Rio Ipojuca	Rio Ipojuca, na ponte da BR232, a montante de Gravatá.	Hipereutrófico	Poluída
Rio perene	IP 2-64	Rio Ipojuca	Rio Ipojuca, na ponte a jusante da cidade de Chã Grande.	Hipereutrófico	Poluída
	IP 2-70	Rio Ipojuca	Rio Ipojuca, a jusante da usina União Indústria	Supereutrófico	Muito poluída
	IP 2-85	Rio Ipojuca	Rio Ipojuca, na ponte da BR101, a jusante da cidade de Escada	Mesotrófico	Poluída
	IP 2-90	Rio Ipojuca	Rio Ipojuca, na ponte da PE-60 a jusante da usina Ipojuca.	Supereutrófico	Muito poluída
	IP 2-95	Rio Ipojuca	Rio Ipojuca, a jusante da usina Salgado.	Supereutrófico	Poluída
	IP 1-97	Estuário	Estuário do rio Ipojuca e Merepe, em SUAPE, no município de Ipojuca.	Mesotrófico	Poluída
	IP 1-99	Mar	Mar sob influência do rio Ipojuca, próximo à desembocadura dos rios Ipojuca e Merepe.	Oligotrófico	Poluída

Fonte: PHA rio Ipojuca-Tomo III (2010, p25) (adaptado)

3.1.5 Condição para lançamento de efluentes - Resolução CONAMA 430/11

Na resolução do CONAMA 357, o capítulo IV que fala das condições e padrões de lançamento de efluente, foi revogado pela resolução CONAMA 430/2011. Que diz na seção III as condições para efluentes de sistemas de tratamento de esgoto deverá atender aos parâmetros do Quadro 4 e aos seguintes parâmetros:

- a) pH entre 5 e 9;
- b) temperatura: inferior a 40°C, sendo que a variação de temperatura do corpo receptor não deverá exceder a 3°C no limite da zona de mistura;
- c) materiais sedimentáveis: até 1 mL/L em teste de 1 hora em cone *Inmhoff*. Para o lançamento em lagos e lagoas, cuja velocidade de circulação seja praticamente nula, os materiais sedimentáveis deverão estar virtualmente ausentes;
- d) Demanda Bioquímica de Oxigênio-DBO 5 dias, 20°C: máximo de 120 mg/L, sendo que este limite somente poderá ser ultrapassado no caso de efluente de sistema de tratamento com eficiência de remoção mínima de 60% de DBO, ou mediante estudo de autodepuração do corpo hídrico que comprove atendimento às metas do enquadramento do corpo receptor.
- e) substâncias solúveis em hexano (óleos e graxas) até 100 mg/L; e
- f) ausência de materiais flutuantes.

Quadro 4: Padrão de lançamento de efluentes:

Parâmetros inorgânicos	Valores máximos
Arsênio total	0,5 mg/L As
Bário total	5,0 mg/L Ba
Boro total 1	5,0 mg/L B
Cádmio total	0,2 mg/L Cd
Chumbo total	0,5 mg/L Pb
Cianeto total	1 mg/L CN
Cianeto livre (destilável por ácidos fracos)	0,2 mg/L CN
Cobre dissolvido	1 mg/L cu
Cromo hexavalente	0,1 mg/L cr ⁺⁶
Cromo trivalente	1 mg/L cr ⁺³
Estanho total	4,0 mg/L Sn
Ferro dissolvido	15,0 mg/L Fe
Fluoreto total	10,0 mg/L F
Manganês dissolvido	1,0 mg/L Mn
Mercúrio total	0,01 mg/L Hg
Níquel total	2,0 mg/L Ni
Nitrogênio amoniacal total	20,0 mg/L N
Prata total	0,1 mg/L Ag
Selênio total	0,30 mg/L Se
Sulfeto	1,0 mg/L S
Zinco total	5,0 mg/L Zn
Parâmetros Orgânicos	Valores máximos
Benzeno	1,2 mg/L
Clorofórmio	1 mg/L
Dicloroeteno (somatório de 1,1 + 1,2cis + 1,2 trans)	1 mg/L
Estireno	0,07 mg/L
Etilbenzeno	0,84 mg/L
Fenóis totais (substâncias que reagem com 4-aminoantipirina)	0,5 mg/L C ₆ H ₅ OH
Tetracloroeto de carbono	1 mg/L
Tricloroeteno	1 mg/L
Tolueno	1,2 mg/L
Xileno	1,6 mg/L

Fonte: (Resolução CONAMA 430, 2011)

Quanto aos parâmetros a serem atendidos para o lançamento em corpos hídricos de classe 3, que é a classe de enquadramento do rio Ipojuca como pode ser visto no Quadro 3 para a região de Caruaru.

Na resolução CONAMA 375/05 no Art. 16. Referente às águas doces de classe 3 seguem as seguintes condições e padrões:

I - Condições de qualidade de água:

a) não verificação de efeito tóxico agudo a organismos, de acordo com os critérios estabelecidos pelo órgão ambiental competente, ou, na sua ausência, por instituições nacionais ou internacionais renomadas, comprovado pela realização de ensaio eco toxicológico padronizado ou outro método cientificamente reconhecido;

b) materiais flutuantes, inclusive espumas não naturais: virtualmente ausentes;

c) óleos e graxas: virtualmente ausentes;

d) substâncias que comuniquem gosto ou odor: virtualmente ausentes;

e) não será permitida a presença de corantes provenientes de fontes antrópicas que não sejam removíveis por processo de coagulação, sedimentação e filtração convencionais;

f) resíduos sólidos objetáveis: virtualmente ausentes;

g) coliformes termotolerantes: para o uso de recreação de contato secundário não deverá ser excedido um limite de 2500 coliformes termotolerantes por 100 mililitros em 80% ou mais de pelo menos 6 amostras, coletadas durante o período de um ano, com frequência bimestral. Para dessedentação de animais criados confinados não deverá ser excedido o limite de 1000 coliformes termotolerantes por 100 mililitros em 80% ou mais de pelo menos 6 amostras, coletadas durante o período de um ano, com frequência bimestral. Para os demais usos, não deverá ser excedido um limite de 4000 coliformes termotolerantes por 100 mililitros em 80% ou mais de pelo menos 6 amostras coletadas durante o período de um ano, com periodicidade bimestral. A E. Coli poderá ser determinada em substituição ao parâmetro de coliformes termotolerantes de acordo com limites estabelecidos pelo órgão ambiental competente;

h) cianobactérias para dessedentação de animais: os valores de densidade de cianobactérias não deverão exceder 50.000 cel/ml, ou 5mm³/L;

i) DBO 5 dias a 20°C até 10 mg/L O₂;

j) OD, em qualquer amostra, não inferior a 4 mg/L O₂;

l) turbidez até 100 UNT;

m) cor verdadeira: até 75 mg Pt/L; e,

n) pH: 6,0 a 9,0.

3.2 Parâmetros básicos do projeto

3.2.1 População

Dos parâmetros básicos necessários para o projeto de sistema de esgotamento sanitário, a determinação das demandas de esgoto é um dos parâmetros principais, o que inclui a definição da população a ser atendida, com as respectivas taxas de consumo per capita.

O CENSO demográfico 2010 informa que a média de moradores em domicílios particulares ocupados para a cidade de Caruaru-PE como mostra na Tabela 2 é de 3,4 habitantes por domicílio (IBGE, 2010).

Tabela 2: População residente e domicílios 1980-2010 Caruaru-PE

Ano	1970	1980	1990	2000	2010
Domicílios	30003	38676	51286	68171	96310
População	142653	172532	213697	253634	314912
População/Domicílio	4,8	4,5	4,2	3,7	3,4

Fonte: IBGE, Censo Demográfico 1970/2010 (Adaptado).

Contudo por se tratar de uma área de estudo pequena, essas taxas da Tabela 2 não representam de forma adequada às características do projeto. Então por se tratar de um loteamento residencial em que as áreas dos lotes possuem uma média acima do comum, de aproximadamente 480m², foi considerado que a taxa de ocupação será de 4 habitantes por lote e que durante o alcance de projeto, que será de 30 anos, a taxa de crescimento seja nula, devido a questões culturais da região, dos resultados da Tabela 2, que mostra uma tendência a diminuição dos residentes por domicílio e por esse loteamento possuir regras do empreendedor que não poderão ser construídos prédios apenas residências de até 2 pavimentos, por isso será considerado o dimensionamento para a saturação de uma média de 4 pessoas por residência. Resultando em 2780 habitantes para o início e final do plano.

3.2.2 Consumo

Com relação às taxas de consumo *per capita*, o SNIS (Sistema Nacional de Informação sobre Saneamento), como mostra na Tabela 3, que o consumo vem sendo reduzido de 2013 para 2015.

Tabela 3: Consumo médio per capita de água município de Caruaru-PE

Ano	Consumo médio (L/hab./dia)
2015	94,2
2014	107,9
2013	112,3

Fonte: SNIS,2015, (Adaptado).

Contudo a Norma de Projetos de Engenharia que dá as diretrizes gerais para estimativa de consumo de água da Compesa (NPE-02 Compesa, 2016), fala sobre as diretrizes para todos os projetos de SAA e SES em municípios do Interior do Estado deverão ser adotados os seguintes valores mínimos:

- 120 l/hab.dia para localidades e/ou municípios com população menor ou igual a 4.000 habitantes no final de plano.
- 150 l/hab.dia para municípios com população entre 4.000 habitantes e 50.000 habitantes no final de plano.
- 170 l/hab.dia para municípios com população acima de 50.000 habitantes no final de plano

Devido ao padrão do loteamento ser de classe média alta e tamanho médio dos lotes serem 480m², foi adotado um consumo de 200 L/hab.dia que atende o estabelecido pela NPE 2 da Compesa e compatível com literaturas pertinentes ao assunto. (Jordão, Pessôa, 2005).

3.2.3 Coeficientes de reforço

No caso dos consumos humanos, é aconselhável considerar suas variações diárias e horárias, exceto em casos excepcionais que devem ser justificados, o que é feito pela utilização dos denominados coeficientes de reforço. Aqui foram utilizados nos cálculos das vazões aqueles recomendados pelas normas da ABNT NBR 9649 (ABNT NBR 9649, 1986) e pela COMPESA (Compesa, COMISSÃO N° 016/2004 – DT N° 005/2004, 2004), quais sejam:

- Cálculo das contribuições
 - Coeficientes de reforço:

Como não temos dados de curva consumo da região vamos considerar:

- Máximo diário → $K_1 = 1,20$;
- Máximo horário → $K_2 = 1,50$;
- Mínimo diário → $K_3 = 0,50$
- Coeficiente de retorno água-esgoto → 0,80
- Taxa de desperdício → 10%

3.2.4 Características do esgoto

3.2.4.1 Demanda bioquímica de oxigênio (DBO)

A forma mais utilizada para medição indireta da quantidade de matéria orgânica presente é através da demanda bioquímica de oxigênio, essa determinação padronizada mede a quantidade de oxigênio necessária para estabilizar biologicamente a matéria orgânica após um certo tempo, geralmente adotado 5 dias, e a uma temperatura padrão, geralmente adotada 20°C.

A DBO é importante para se conhecer o grau de poluição, dimensionar a estação de tratamento e medir sua eficiência. Jordão e Pessôa 2005, afirma que a DBO em países tropicais

e regiões menos desenvolvidas a contribuição de DBO unitária tem sido menor que 54gDBO/hab.dia. (Jordão, Pessôa, 2005). Mesmo o loteamento sendo destinado a pessoas de classe média alta, os hábitos e cultura da região como não se utilizar trituradores de pia, não jogar restos de alimentos na rede de esgoto, não jogar papel higiênico no vaso sanitário e uma frequência de banho superior 1 banho por habitante por dia. Ocasiona a diluição do esgoto, por isso foi considerado 50gDBO/hab.dia.

3.2.5 Nitrogênio total (N_{total})

O nitrogênio está presente no esgoto na forma de nitrogênio orgânico, amônia, nitrito, nitrato, ou gás nitrogênio. Foi considerado para o projeto uma concentração de nitrogênio total de 30 mg/L.

O nitrogênio é importante no tratamento de esgoto segundo Jordão (Jordão, Pessôa, 2005) nos seguintes aspectos:

- Necessário para desenvolvimento de processos biológicos anaeróbios;
- Lançamento de nitrogênio nos corpos d'água em quantidades excessivas gera eutrofização, conseqüente crescimento das algas.
- Sob a forma de amônia livre o nitrogênio pode ser tóxico aos peixes.

3.2.6 Fósforo total (P_{total})

O fósforo está presente nas formas de ortofosfato, polifosfato e fósforo orgânico. Foi considerado para o projeto uma concentração de fósforo total de 8 mg/L.

O fósforo é importante no tratamento de esgoto segundo Jordão (Jordão, Pessôa, 2005) nos seguintes aspectos:

- Necessário para desenvolvimento de processos biológicos anaeróbios;
- Lançamento de fósforo nos corpos d'água em quantidades excessivas gera eutrofização, conseqüente crescimento das algas.

3.2.7 Microrganismos

A indicação mais usual da contaminação de esgotos nos corpos d'água é feita através de coliformes termotolerantes. São bactérias típicas do intestino do homem e de outros animais de sangue de temperatura constante e servem de indicadores por estarem presentes no excremento humano em elevada quantidade. A concentração de coliformes termotolerantes considerada de 109 organismos por habitante dia (Jordão, Pessôa, 2005 p. 34)

3.3 Rede coletora de esgoto sanitário

No caso em análise a rede coletora de esgoto será de PVC do tipo convencional, com a tubulação localizada nas vias públicas feita principalmente no terço da faixa de rolamento, não sendo necessária a utilização de rede dupla.

3.3.1 Critérios básicos de cálculo hidráulico

O dimensionamento das redes coletoras de esgotos sanitários foi elaborado atendendo as recomendações das normas regulamentadoras brasileiras e da Companhia Pernambucana de Saneamento (COMPESA). Obedecendo aos critérios sugeridos como os parâmetros referentes à contribuição de esgoto (coeficiente de retorno), de infiltração, velocidades e declividades mínima e máxima, diâmetro e vazão mínima, altura molhada e profundidade mínima e máxima, e diâmetros mínimos.

Para os dimensionamentos da rede, os critérios básicos a serem utilizados são os seguintes:

- Cálculos hidráulicos
 - O diâmetro mínimo admitido pela Compesa nos coletores públicos é de 150mm;
 - A vazão mínima considerada de 1,50L/s para o cálculo de trechos da rede;
 - O diâmetro da rede de coleta será calculado pela equação de Manning, com coeficiente de rugosidade de 0,010 (tubulação de PVC);
 - Coeficiente de infiltração: $i = 0,03 \text{ L/s.km}$, adotado em função da utilização na rede coletora de tubos de PVC, considerando que a execução da rede será bem-feita e que a cota máxima do lençol freático não atinge a rede;
 - A rede de coleta será dimensionada para a contribuição máxima horária, acrescida da infiltração;

Tubulações do tipo PVC esgoto primário só serão aceitos para coletores implantados no interior dos lotes. Para coletores projetados no exterior dos lotes, a tubulação a ser empregada será do tipo PVC coletor público de esgotos; A distância máxima entre singularidades que permitem a limpeza da rede recomendada pela Compesa é função do diâmetro, conforme a Tabela 4.

Tabela 4: Distância máxima entre singularidades que permitem limpeza.

DIÂMETROS (mm)	DISTÂNCIA MÁXIMA (m)
150 / 200	80
250 / 300	90

350 / 500	100
550 / 700	110
> 700	120

Fonte: (Compesa SOP 92, 2004 p. 37)

A Compesa recomenda que tubos de inspeção e limpeza (TIL) não deverão ser utilizados em substituição aos poços de visita, a salvo nos casos de sistemas de tubulação 100% plástico.

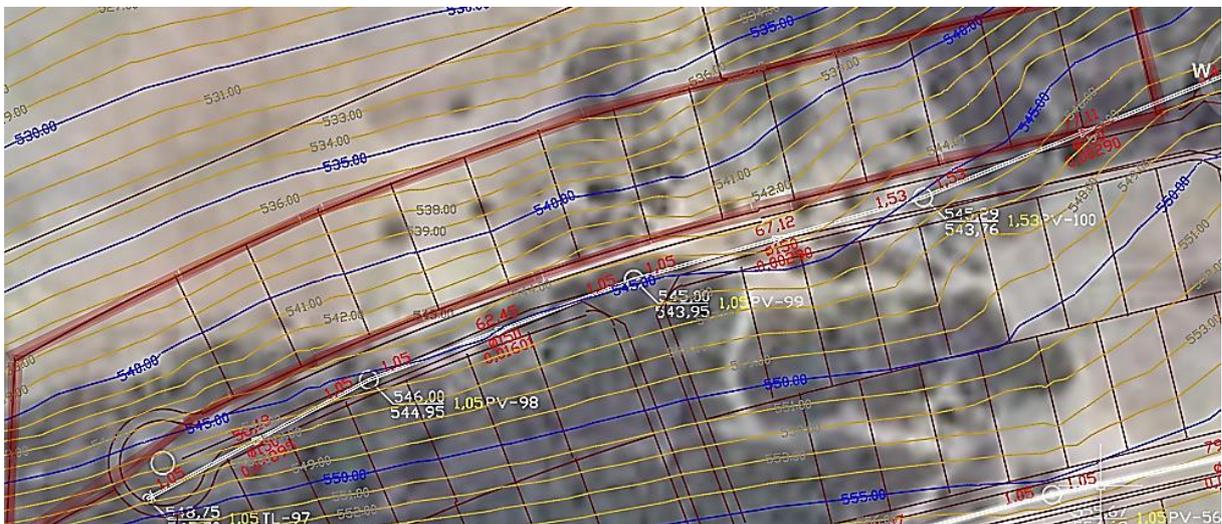
3.3.2 Dimensionamento da rede coletora

Neste sistema, a rede pública coletora, estendida à totalidade da área do empreendimento, será do tipo convencional, com as tubulações implantadas na via. O seu traçado foi concebido de forma a atender a todos os lotes geradores de esgotos. As redes internas de cada lote serão de responsabilidade dos respectivos proprietários.

Utilizar *softwares* que auxiliem o dimensionamento de uma rede coletora de esgoto é essencial para atingir um nível alto de eficiência no projeto. Existem muitas iterações e verificações que o programa adequado realiza, poupando tempo ao projetista. Nesse trabalho o dimensionamento hidráulico da rede, foi efetuado por meio do programa CEsg, e de acordo com a norma NBR 14.486/2000.

Como a topografia do loteamento não é a do final do projeto, pois ainda serão feitas algumas movimentações de terra. O trecho de lotes representado na Figura 8 deverá ficar ao nível da rua de forma a conseguirem lançar o esgoto por gravidade na rede, caso contrário deverá ter um sistema independente de esgoto, como fossas sépticas seguida de infiltração no solo.

Figura 8: Lotes mais baixos que a rua.



Fonte: Autora.

3.3.3 O *software* CEsg,

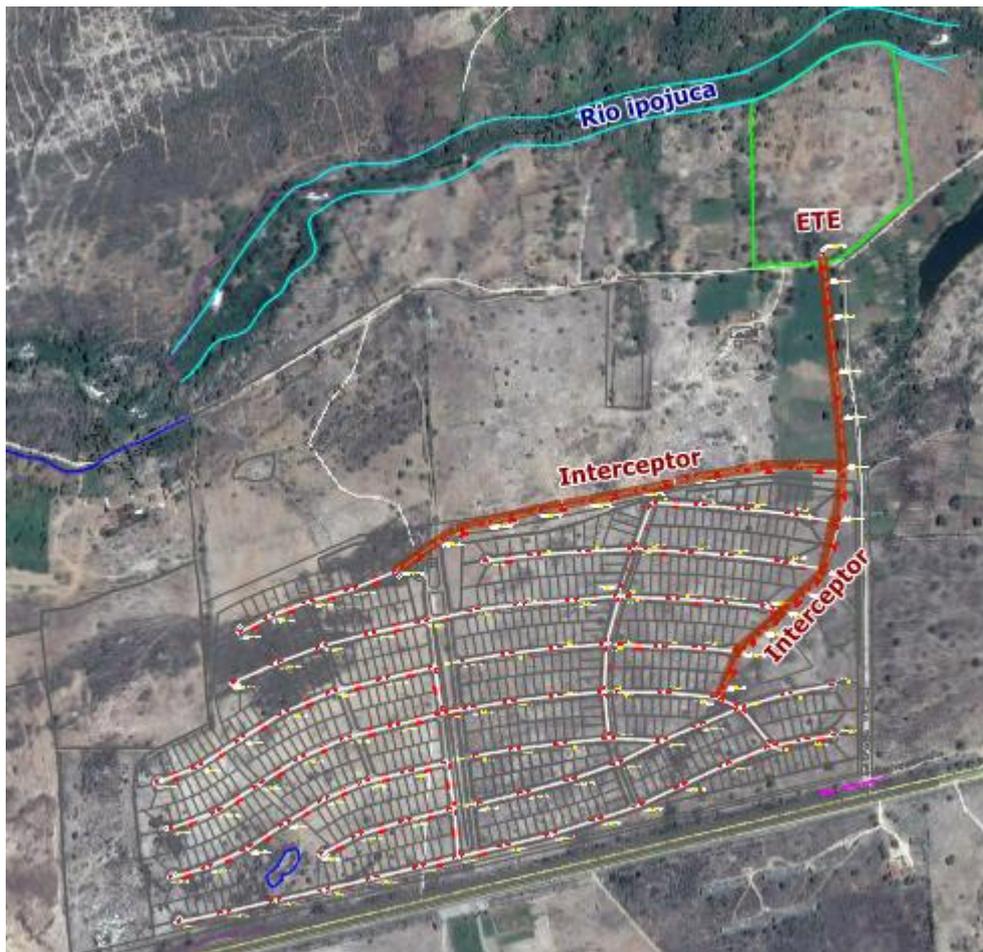
Desenvolvido pela Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica (FTCH) da Universidade de São Paulo em parceria com a empresa Tigre, o CEsg tem o foco em dimensionar redes urbanas de esgotamento sanitário. O programa, além de dimensionar a rede, apresenta planilha de quantidades e estimativas de custos. É um *software* gratuito e bastante difundido.

Possui uma interface bastante intuitiva e de fácil compreensão, a planta pode ser importada da plataforma CAD facilmente através de arquivos no formato DXF. Após o desenho do traçado e dimensionamento da rede os dados finais podem ser exportados, no caso do traçado da rede para as plataformas CAD e no caso das planilhas de cálculo para o formato xls compatível com o Excel.

3.4 Interceptor

Devido às características da topografia seria inviável de forma a atender todos os lotes dispondo apenas de rede coletora reunir todas as contribuições em um único lugar sem a utilização dos interceptores. A Figura 9 mostra de forma esquemática a localização dos interceptores até chegar à área reservada para construção da estação de tratamento de esgoto.

Figura 9: Representação esquemática da localização da rede de interceptores.



Fonte: Autora.

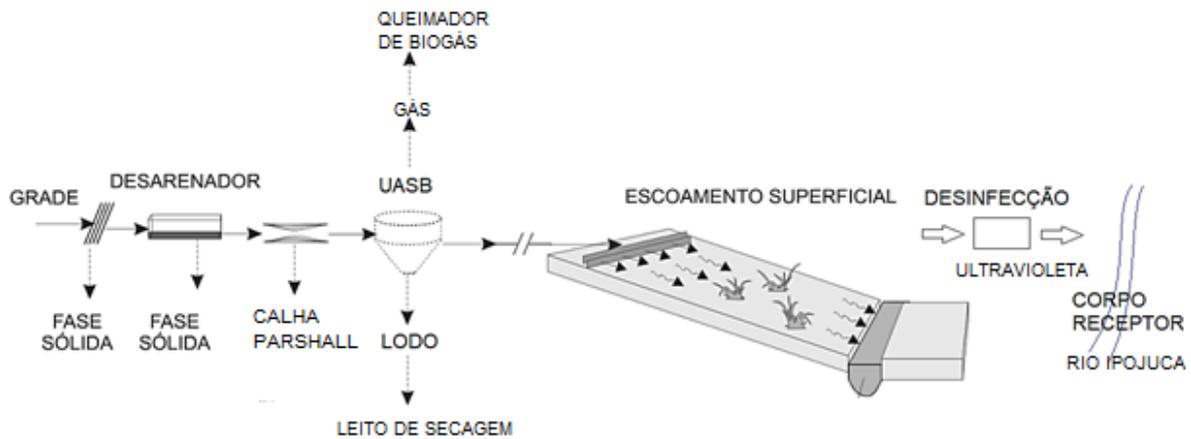
3.4.1 Critérios de dimensionamento

O dimensionamento dos interceptores foi feito com o software CEsg, pois o dimensionamento e critérios de cálculos são muito similares ao dimensionamento da rede coletora, sendo a única diferença nas contribuições das vazões que serão consideradas pontuais ocorrendo apenas nos poços de visita, exceto para a contribuição de infiltrações na rede.

3.5 Estação de tratamento de esgoto proposta

A estação de tratamento de esgoto sanitário proposta para atendimento as desse projeto será composta por gradeamento, caixa de areia, calha Parshall, reatores anaeróbios de fluxo ascendente, escoamento superficial e unidade de desinfecção como mostra a Figura 10.

Figura 10: Fluxograma da estação de tratamento de esgoto



Fonte: (Florencio, et al., 2006) Modificado.

3.6 As exigências para proteção do corpo receptor

As características qualitativas exigidas do esgoto afluente a ETE que servirão como parâmetro para dimensionar a estação de tratamento de forma a atender aos requisitos do corpo receptor são a demanda bioquímica de oxigênio e coliformes totais. Nitrogênio total e Fosforo total são mais importantes serem analisados quando o lançamento do efluente é em lagoa.

Na situação que o rio se encontra é fora das qualidades para qual foi classificado, não se aplica as condições de análise na mistura do afluente a ETE com o rio, nem as condições da resolução CONAMA 357 para a classe do mesmo. Pois são parâmetros mais difíceis de alcançar o que desestimula a construção e aplicação do tratamento. Por isso a CPRH permite, nesses casos em que o rio está poluído, que as exigências para lançamento do efluente siga os parâmetros da Resolução CONAMA 430, 2011:

- DBO menor que 120 mg/L e eficiência de remoção maior que 60.
- O limite de coliformes totais a ser atendido de 1.000 coliformes por 100 mililitros

3.7 Tratamento preliminar

O tratamento preliminar desse projeto será composto de gradeamento seguido por caixa de areia e para controlar velocidade e possibilitar a medição da vazão será colocada uma calha Parshall após a caixa de areia. Por se tratar de um escoamento por gravidade o dimensionamento desse conjunto de unidades será feita de jusante para montante na seguinte sequência: Calha Parshall, caixa de areia e gradeamento.

3.7.1 Calha Parshall

Usualmente esta unidade é constituída por uma calha de dimensões padronizadas, precedida de um rebaixo (Z). A escolha da largura nominal da calha Parshall é realizada de acordo com a vazão do afluente, segundo a Tabela 5. Para o projeto a Calha de 7,6 cm de garganta atende suas necessidades.

Tabela 5: Parâmetros e capacidade da calha Parshall.

Capacidade (L/s)		W	
Min.	Máx.	cm	pol
0,85	53,8	7,6	3"
1,52	110,4	15,2	6"
2,55	251,9	22,9	9"

Fonte: (Jordão, Pessôa., 2005 p. 195). Adaptado

3.7.2 Caixa de areia

A caixa de areia do sistema será de forma prismática de seção retangular, onde a separação ocorre por gravidade natural. A remoção do material retido será de forma manual, por isso deve possuir dois canais paralelos, utilizando-se um deles enquanto que o outro sofre remoção de areia. O material retido deve ser encaminhado para aterro ou ser tratado para outras finalidades.

A velocidade será mantida aproximadamente constante em 0,30 m/s apesar das variações de vazão, através da instalação da calha Parshall a jusante. Velocidades baixas, inferiores a 0,15 m/s, não são desejáveis, pois, provoca depósito de matéria orgânica na caixa, o que pode provocar exalação de maus odores devido à decomposição. Velocidades elevadas, superiores a 0,40 m/s, não são adequadas pela possibilidade de arraste de areia e redução da quantidade retida.

No caso de redes de esgotos novas e não imersas no lençol freático a quantidade de areia retida é estimada em 30 litros por 1000 m³ de esgotos. Para situações desfavoráveis recomenda-se adotar 40L/1000m³ (Jordão, Pessôa, 2005).

3.7.3 Gradeamento

De acordo com a NBR 12.209/11, a vazão de dimensionamento das grades deve ser a vazão máxima afluente à unidade.

A velocidade de passagem entre barras não deverá ser muito elevada, a fim de não arrastar o material previamente retido; por outro lado, não deverá ser muito baixa, a fim de não permitir

o acúmulo do material de sedimentação. De acordo com a NBR 12.209/11 a velocidade máxima deverá ser de 1,20 m/s.

A obstrução máxima admitida é de 50% da área da grade, devendo-se adotar como perdas de cargas mínimas os valores de 0,15 m para grades de limpeza manual e 0,10 m para grades de limpeza mecanizada. (NBR 12209, 2011)

As grades devem ser fixadas em quadros ou suportes, para facilitar a troca do gradeamento quando for necessário. A quantidade de material retido é em função do espaçamento como mostra os valores recomendados na Tabela 6.

Serão colocadas duas etapas de gradeamento sendo a primeira composta por um gradeamento médio seguido por uma de gradeamento fino. O objetivo é evitar a obstrução dos dispositivos de entrada e saída do reator UASB, esse problema normalmente está relacionado a deficiência no sistema de tratamento preliminar quando as grades de barras possuem aberturas acima de 20 mm. (Chernicharo, 2007)

Tabela 6: Quantidade de material retido em função do espaçamento da grade.

Espaçamento (cm)	Quantidade de material retido (L/m ³)
1,25	0,050
2	0,038
2,5	0,023
3	0,012
4	0,009

Fonte: (Jordão, Pessôa, 2005)

3.8 Reator UASB

Os parâmetros de projeto do reator UASB seguem as normas técnicas brasileiras e a literatura pertinente ao assunto.

3.8.1 Carga hidráulica volumétrica e Tempo de detenção hidráulico do reator UASB

A carga hidráulica (CHV) é a quantidade, em volume, de esgoto aplicado diariamente no reator, por unidade de volume. Enquanto que o tempo de detenção hidráulica é o inverso da CHV. É recomendado que a CHV não ultrapasse 5,0 m³/m³.dia.

O Quadro 5 indica a faixa usual, de acordo com a experiência, do tempo de detenção hidráulico mínimo e médio. Como a temperatura média da região é 21,7 °C adotou tempo mínimo de detenção para a vazão máxima horária de 6 horas, o que resultou um tempo de detenção aproximadamente de 10 h para a vazão média.

Quadro 5: Tempo de detenção hidráulico nos reatores UASB

Temperatura, °C	Tempo médio, h	Tempo mínimo, h
15 – 18	≥ 10,0	≥ 7,0
18 - 22	≥ 8,0	≥ 5,5
22 - 25	≥ 7,0	≥ 4,5
> 25	≥ 6,0	≥ 4,0

Fonte: (Chernicharo, 2007)

3.8.2 Carga orgânica volumétrica

A carga orgânica volumétrica (COV), também serve de parâmetro de dimensionamento do volume do reator, tipicamente as taxas de aplicação da COV para esgoto doméstico fica entre 2,5 a 3,5kgDQO/m³.dia (Chernicharo, 2007). A equação da carga orgânica volumétrica está escrita a seguir:

$$COV = \frac{Q \cdot S_0}{V}$$

Onde: S_0 é a concentração do substrato afluente, DQO ou DBO.

3.8.3 Carga biológica (Carga de lodo) do reator UASB

A carga biológica refere-se à quantidade de matéria orgânica aplicada ao reator por unidade de biomassa presente. Inicialmente para a partida do reator é recomendado que a carga biológica (C_b) seja da ordem de 0,05 a 0,15 kgDQO/kgSTV.dia. A carga biológica para esgoto doméstico costuma ser na faixa de 0,1 a 0,4 kgDQO/kgSTV.dia.

3.8.4 Velocidade ascensional

A velocidade ascensional é um parâmetro importante, pois garante o melhor contato entre o substrato afluente e a biomassa mantém o tempo de detenção hidráulico e se proximamente igual em toda seção do reator reduz a possibilidade de curto circuito.

O Quadro 6a seguir indica as velocidades máximas ascendentes recomendadas para o tratamento de esgoto doméstico no reator.

Quadro 6: Velocidade máxima ascensional no reator UASB

Condição de vazão	Velocidade ascensional (m/h)
Média	< 0,7
Máxima	< 1,1
Picos temporários (de 2 a 4 horas)	< 1,5

Fonte: (Chernicharo, 2007)

3.8.5 Profundidade do reator UASB

A profundidade útil no reator para esgotos domésticos costuma ser entre 4,0 a 6,0 m, sendo o compartimento de digestão variando entre 2,5 a 3,5m e o compartimento de decantação de 1,5 a 2,0 m (Chernicharo, 2007).

3.8.6 Sistema de distribuição do afluente

3.8.6.1 *Compartimentos de distribuição*

A distribuição equitativa é muito importante a fim de garantir melhor regime de mistura e a diminuição de zonas mortas no leito do lodo. Por isso é recomendado a divisão equitativa para os tubos deve ser feita através de caixas que alimentam um único tubo de distribuição e essas caixas alimentadas por vertedores. Esse sistema além de proporcionar distribuição uniforme do esgoto no fundo do tanque permite a visualização de acréscimos de perda de carga possibilitando desobstrução (Chernicharo, 2007).

3.8.6.2 *Tubos de distribuição*

Os principais requisitos para os tubos de distribuição são (Chernicharo, 2007):

- Velocidade descendente inferior a 0,2 m/s. O objetivo é propiciar que as bolhas de ar que entrarem possam fazer o percurso ascensional;
- Diâmetro das tubulações deve ser grande o bastante para evitar entupimentos.
- Velocidade de saída superior a 0,40 m/s é suficiente para evitar o depósito de sedimentos nos tubos e garantir uma boa mistura;
- Extremidade inferior distante de 10 a 20 cm do fundo do reator;

3.8.6.3 *Número de distribuidores*

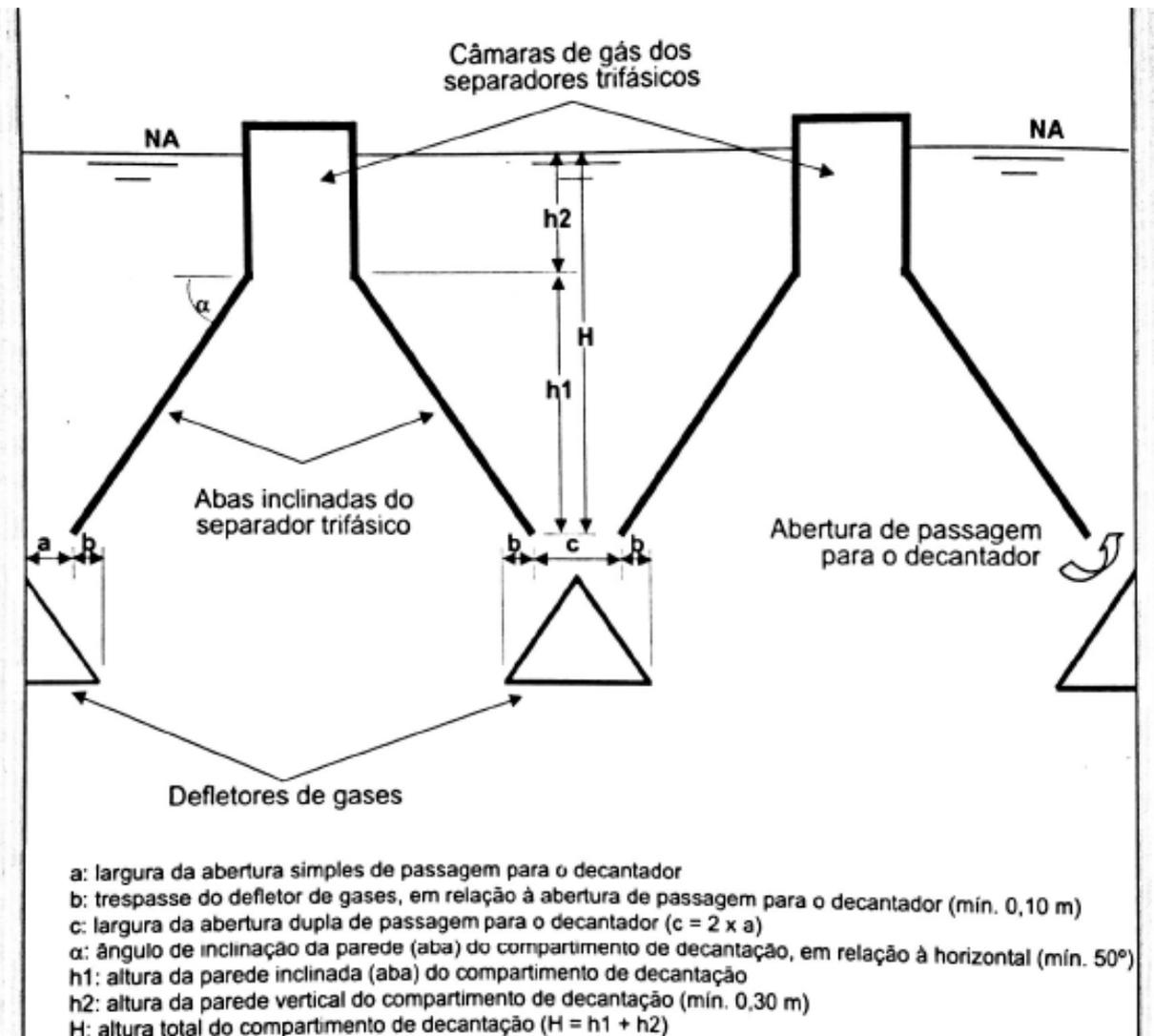
O número de distribuidores depende da área da seção transversal do reator e da área de influência adotada para cada distribuidor. A área de influência de cada saída de distribuição para esgoto doméstico deve ser inferior a 4 m² para evitar o comprometimento da mistura (Chernicharo, 2007).

3.8.7 Separador trifásico

O separador de gases, sólidos e líquidos é um dispositivo importante a ser instalado na parte superior do reator. O principal objetivo desse dispositivo é a manutenção do lodo anaeróbio dentro do reator. A Figura 11 representa uma configuração esquemática do separador

trifásico, com identificação dos defletores de gás, abertura de passagem para o decantador e câmara de gás.

Figura 11: Configuração esquemática do separador trifásico



Fonte: (Chernicharo, 2007 p. 230)

3.8.7.1 Separação dos gases

A recomendação é que a taxa de liberação de gás seja elevada o suficiente, para vencer uma possível camada de espuma, mas baixa o bastante para não permitir o arraste do lodo. É recomendado valores entre 1,0 e 5,0 m³gás/m².h. A parte interna do separador trifásico de reatores tratando esgoto doméstico devem seguir as seguintes recomendações (Chernicharo, 2007):

- Largura da parte superior da câmara maior ou igual a 25 cm;
- Utilizar materiais resistentes a corrosão;

3.8.7.2 Separação dos sólidos

Para que o retorno do lodo retido no compartimento de decantação para o compartimento de digestão ocorra da forma eficiente, é importante as recomendações a seguir (Chernicharo, 2007):

- Instalação de defletores de forma que permita a separação do biogás e evitar que o gás entre no compartimento de decantação;
- Inclinação das paredes do compartimento de decantador superiores a 45°;
- Profundidade do compartimento de decantação maior ou igual a 1,50m (representada na Figura 11 por “H”);
- Altura da profundidade de parede vertical (representada na Figura 11 por “h₂”) maior ou igual a 0,30m;
- Taxas de aplicação superficial e tempo de detenção hidráulica conforme o Quadro 7.

Quadro 7: Taxa de aplicação superficial no compartimento de decantação do reator UASB.

Vazão afluyente	Taxa de aplicação superficial (m/h)	Tempo de detenção hidráulica
Média	≤ 0,8	≤ 1,5
Máxima	≤ 1,2	≤ 1,0
Picos temporários	≤ 1,5	≤ 0,6

Fonte: (Chernicharo, 2007 p. 232)

Abertura de passagens para o decantador

As recomendações para as aberturas de passagem para o decantador são (Chernicharo, 2007):

- Transpasse mínimo de 0,10m (representada na Figura 11 por “b”);
- Velocidades nas aberturas de passagem de acordo com o Quadro 8;
- Inclinação adequada das paredes do decantador para facilitar o retorno dos sólidos;

Quadro 8: Velocidades através das aberturas de passagem para o decantador

Vazão afluyente	Velocidade (m/h)
Média	≤ 2,5
Máxima	≤ 4,0
Picos temporários	≤ 5,5

Fonte: (Chernicharo, 2007 p. 232)

3.8.8 Sistema de coleta do efluente

A coleta do efluente do reator é efetuada em sua parte superior, junto ao compartimento de decantação. Os dispositivos usuais são as canaletas com vertedores triangulares e os tubos perfurados submersos.

No caso de utilização de uma canaleta com vertedores triangulares deve-se atentar ao nivelamento dá mesma, uma vez que pequenos desníveis na calha vertedora podem representar uma variação significativa da vazão ao longo da mesma. Outro cuidado em relação às calhas é devido à possibilidade de liberação de gases causado pela turbulência. Sendo as saídas afogadas mais indicadas para evitar turbulências (Chernicharo, 2007).

3.8.9 Retentores de espuma

Quanto à utilização ou não de retentores de espuma ao longo da canaleta de coleta do efluente. Nos dispositivos em que o esgoto bruto apresenta esgoto doméstico mais diluído, com DOO < 600 mg/L, SST 300 mg/L e OG < 50 mg/L. Nesses casos não há a necessidade de dispositivos retentores de espuma, possibilitando a saída do material flutuante acompanhado do efluente. Já que as concentrações desse material são bem reduzidas, já que o descarte ocorre na medida que a espuma se forma (Chernicharo, 2007).

3.8.10 Eficiência do reator UASB

A eficiência da remoção de DBO e DQO está relacionada com o tempo de detenção hidráulica (t) utilizado. A estimativa da eficiência vem sendo feita por meio de equações empíricas, e podem ser calculadas da seguinte forma (Chernicharo, 2007):

$$\text{Eficiência para remoção de DBO: } E_{DBO} = (1 - 0,70 \times t^{-0,50}). 100$$

$$\text{Eficiência para remoção de DQO: } E_{DQO} = (1 - 0,68 \times t^{-0,35}). 100$$

Através da eficiência pode se estimar as concentrações de DQO e DBO efluentes ao reator.

3.8.11 Produção, coleta e tratamento de biogás

A produção de biogás pode ser feita pela estimativa da quantidade de carga de DQO convertida em gás metano. A coleta de biogás é feita pelos separadores trifásicos. No percurso do reator até o queimador os gases devem passar pelos seguintes dispositivos (Chernicharo, 2007):

- Tubulação de coleta

- Compartimento hermético, com selo hídrico e purga de biogás;
- Reservatório de biogás ou válvula corta-chama seguido de queimador de gases;

No caso do projeto em que o reator é de pequeno porte a produção de gás é baixa e vai seguir para os queimadores.

Outras recomendações são (Chernicharo, 2007):

- Previsão de registros de purga e de umidade em todos os pontos baixos da linha de biogás;
- Tubulação de transporte do biogás resistente a corrosão, dimensionada para que a velocidade em relação a vazão média na tubulação não ultrapasse 4m/s;
- Medidor de vazão de biogás;
- Garantia de pressão mínima de 1500Pa no interior das câmaras de gás do reator

3.8.12 Produção e destinação do lodo

A acumulação de sólidos biológicos nos reatores anaeróbios se dá após alguns meses de operação contínua. A taxa de acumulação depende do tipo de efluente. O descarte do lodo excedente deve ser feito periodicamente. (Chernicharo, 2007). Como o lodo já sai bem estabilizado o encaminhamento foi feito diretamente para os leitos de secagem. Após a secagem do lodo no leito este pode ser encaminhado para aterros sanitários, incineração ou agricultura após adequação do lodo.

3.9 Escoamento superficial

Os principais parâmetros para o desenvolvimento do projeto de tratamento de efluentes por escoamento superficial no solo são:

3.9.1 Comprimento da rampa

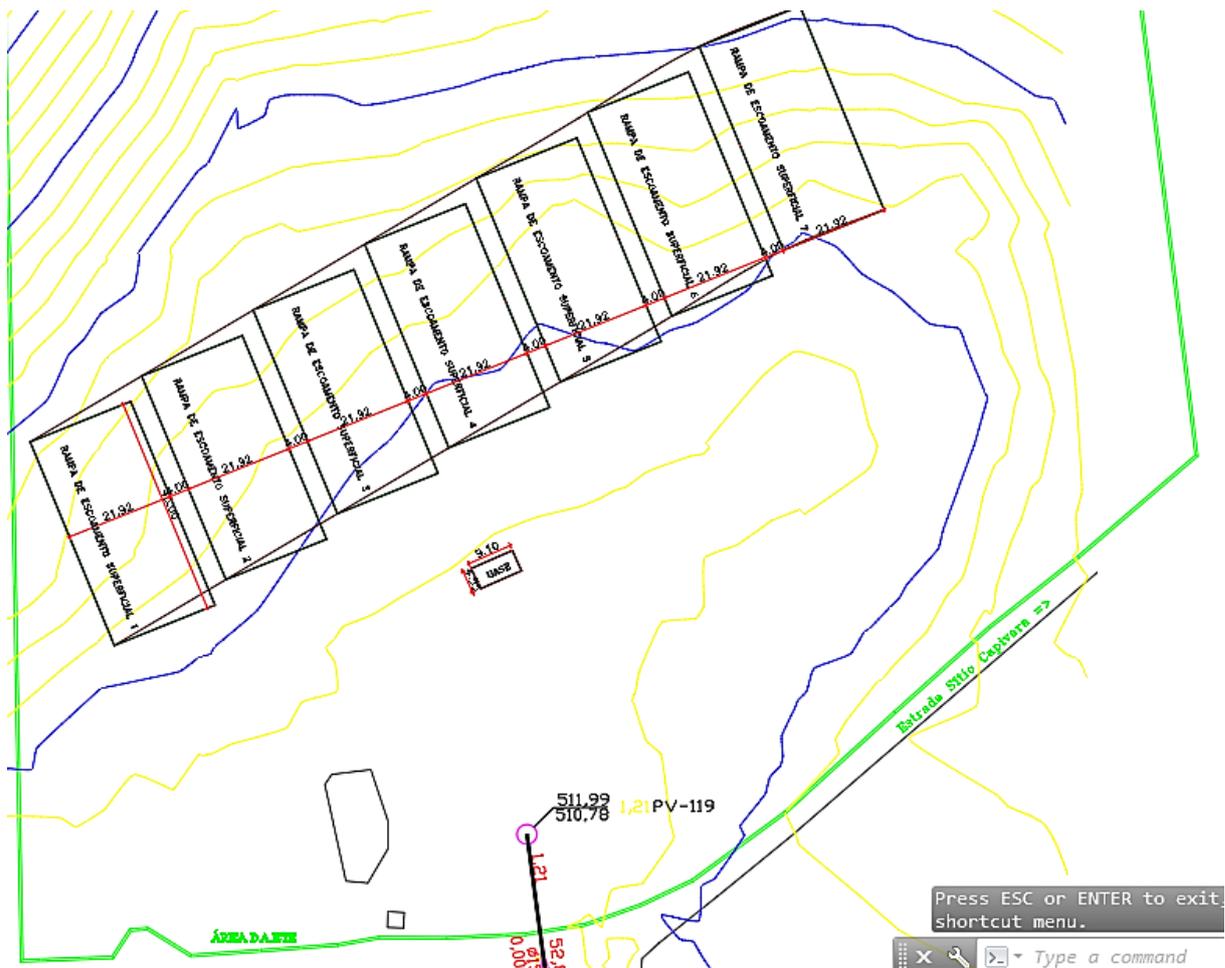
É a extensão longitudinal do terreno, definida pelo sentido do escoamento do efluente. Quanto maior está extensão, melhor será a eficiência no que tange a remoção de matéria orgânica, sólidos e nitrogênio (Tonetti, et al., 2009).

Geralmente utilizasse comprimentos de rampas entre 30 a 45 m para técnica de baixa pressão, cargas baixas, sendo que comprimentos superiores e estes, seriam úteis para flexibilizar a operação do sistema, permitindo a absorção de sobrecargas (Chernicharo, 2007). Contudo, os valores podem variar entre 30 e 70 m (Tonetti, et al., 2009).

3.9.2 Declividade do terreno

A declividade ótima entre 2 e 8 % sendo que valores superiores podem levar a um tempo de detenção insuficiente para um tratamento efetivo e declividades inferiores a 1% podem propiciar condições de retenção prolongada do líquido, permitindo o acumulo do efluente e a consequente proliferação de insetos e mau cheiro (Tonetti, et al., 2009). No terreno da região da ETE a declividade média natural na região das rampas é de aproximadamente 7,94%. A Figura 12 mostra a topografia na região das rampas do terreno natural antes da preparação do terreno.

Figura 12: Declividade das rampas de escoamento superficial antes da preparação do terreno.



Fonte: Autora.

3.9.3 Taxa de aplicação

A taxa de aplicação é a vazão de esgoto aplicada por unidade de largura da faixa de tratamento, expressa em metros cúbicos por hora por metro de largura. Este parâmetro tem sido

considerado como de maior importância no projeto de sistemas de escoamento superficial, variando de acordo com o grau de pré-tratamento dos esgotos aplicados (Tonetti, et al., 2009).

A utilização de taxas de aplicação muito baixas, em torno de $0,10 \text{ m}^3\text{h}^{-1}\text{m}^{-1}$, ocasiona a formação de caminhos preferenciais devido à diferença de velocidade entre as linhas de escoamento e pela ausência total de vazão em alguns trechos. Quando no local de instalação do projeto existem temperatura e insolação elevadas, podem-se empregar altas taxas, normalmente superiores a $0,30 \text{ m}^3\text{h}^{-1}\text{m}^{-1}$ (Tonetti, et al., 2009). Chernicharo (Chernicharo, 2007) recomenda taxas de aplicação para pós-tratamento de efluentes anaeróbio entre $0,2$ e $0,4 \text{ m}^3\text{h}^{-1}\text{m}^{-1}$.

3.9.4 Período e frequência de aplicação

A operação desse sistema é intermitente, com períodos de aplicação que geralmente varia entre 6 e 12 horas por dia. Normalmente adota-se um período de 8 horas por dia, buscando compatibilizar com o horário de trabalho dos funcionários da estação de tratamento. No tempo em que a rampa permanece sem o recebimento de novas aplicações de afluente, ocorre a reconstituição do meio aeróbio. Deste modo, há necessidade de mais de uma rampa na concepção do projeto. (Tonetti, et al., 2009)

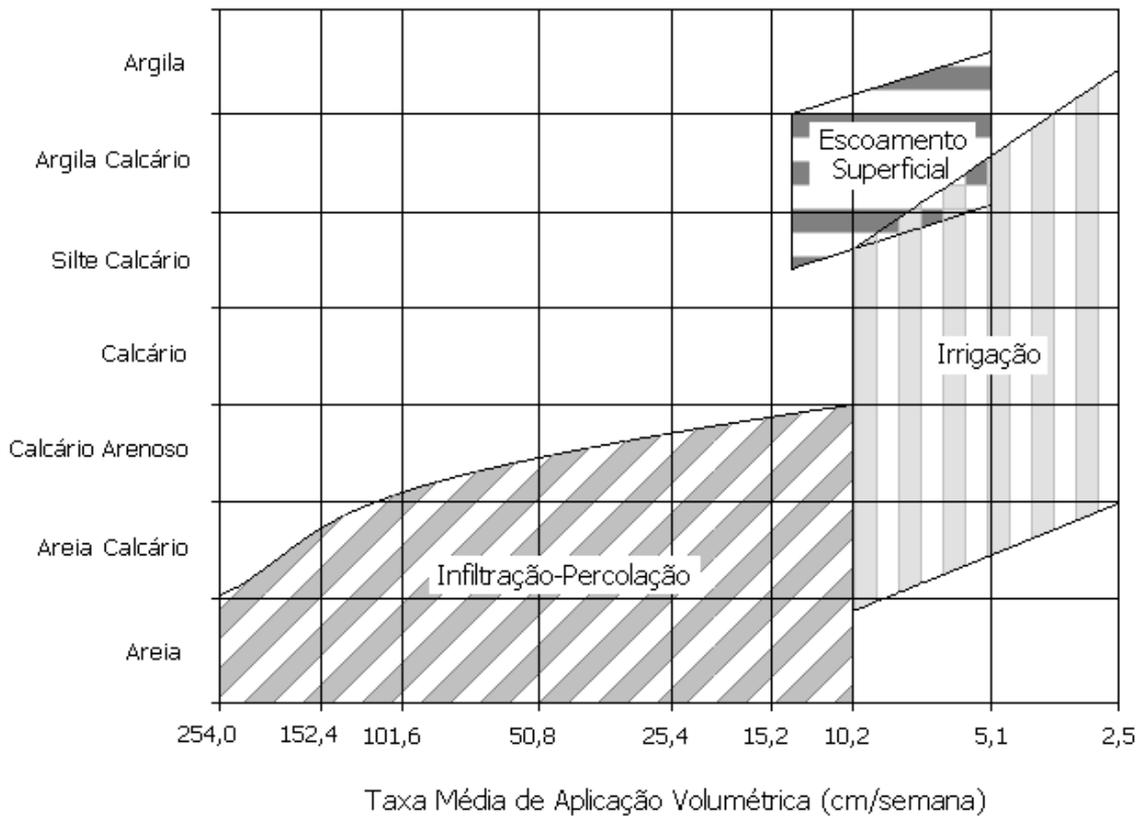
A frequência de aplicação é definida pelo número de dias em que o sistema permanece em funcionamento por semana. Ciclos de operação de 4 dias de aplicação e 2 dias secos são os mais indicados (Tonetti, et al., 2009, Chernicharo, 2007).

3.9.5 Solo

Este método de tratamento foi desenvolvido inicialmente para ser utilizado em solos que possuam baixa capacidade de infiltração, como os argilosos que possuem permeabilidade menor que 15 mm/h . Apesar disso o sistema pode ser utilizado em permeabilidade moderada, entre 15 a 50 mm/h . Isso porque ao longo do tempo pode ocorrer a colmatação do solo pelo efluente e pelo crescimento vegetal. A permeabilidade também pode ser alterada pela compactação do solo (Chernicharo, 2007).

Na Figura 13 está apresentado um gráfico que mostra as possibilidades existentes para aplicação de esgotos no solo e as respectivas faixas de valores para a infiltração de esgotos. Pode-se constatar que o escoamento superficial é mais adequado para solos argilosos e argila/calcário (Tonetti, et al., 2009).

Figura 13: Tipo de solo e valores de aplicação de esgoto.



Fonte: (Tonetti, et al., 2009)

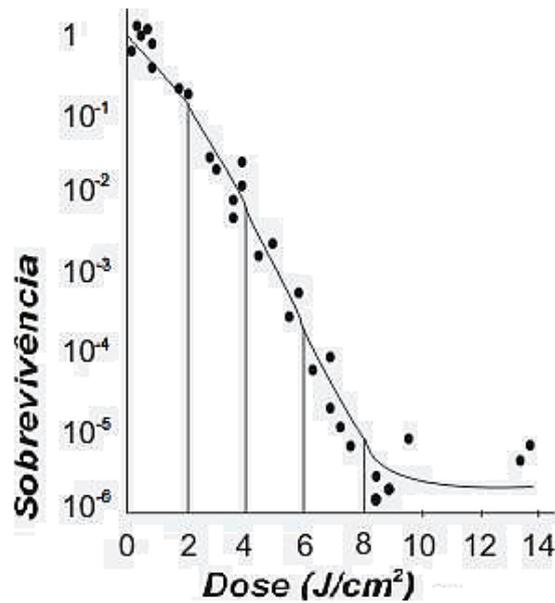
3.10 Desinfecção por radiação ultravioleta

A desinfecção ultravioleta vem sendo utilizada em substituição da desinfecção por cloro. Para os cálculos da desinfecção foram utilizadas as recomendações do PROSAB 2003 Desinfecção de efluentes sanitários e da empresa fornecedora de produtos para desinfecção Snatural-NaturalTec que respeita as normas e legislações vigentes no estado de São Paulo, que são equivalentes e/ou mais exigentes do que as de Pernambuco.

3.11 Intensidade da radiação, Tempo de exposição e controle de Microrganismos

Na Figura 14 é possível observar o gráfico da intensidade de radiação relacionado a intensidade da lâmpada de ultravioleta, com tempo de exposição. Com dosagens entre 8 a 10 j/cm^2 a sobrevivência dos microrganismos, no caso da E. coli reduz em 10^6 os organismos. (Naturaltec) (17Na).

Figura 14: Gráfico da sobrevivência da E Coli pela dosagem de ultravioleta.



Fonte: Naturaltec (17Na)(Modificado)

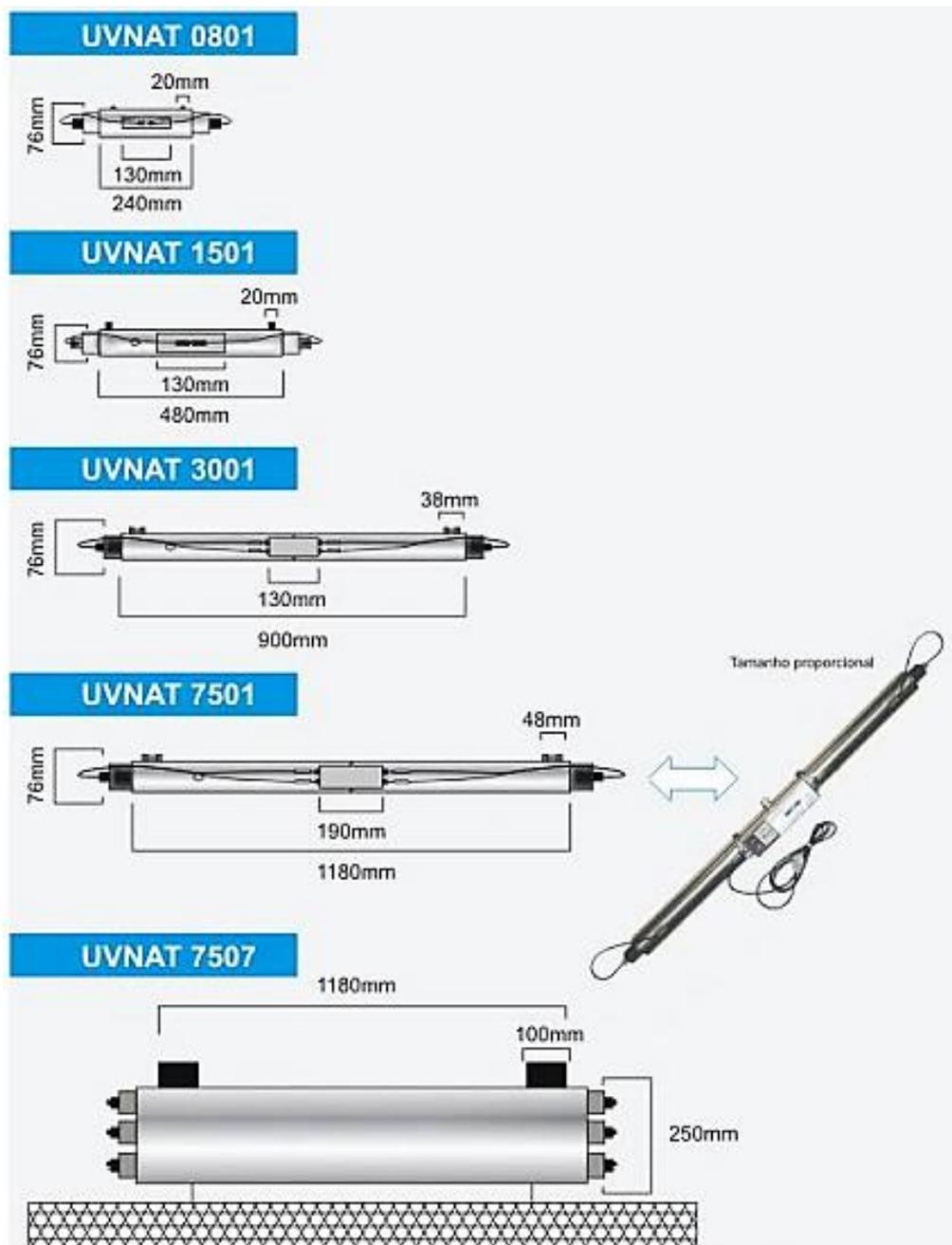
Os equipamentos da NaturalTec estão projetados para uma radiação mínima de 30 Joules/cm². Os equipamentos Inox de Radiação Ultravioleta podem ser escolhidos conforme a Tabela 7. Os canais devem ser feitos de acordo com a recomendação do fabricante de acordo com a medida do equipamento escolhido, a Figura 15 mostra as dimensões dos equipamentos UV.

Tabela 7: Equipamentos e capacidade de tratamento de água e efluentes.

Equipamento UVNat	Água Potável (m ³ /h- litros/s)	Efluentes (m ³ /h- litros/s)
1501	Até 0,5 (0,14)	Até 0,35 (0,10)
3001	1,5 (0,40)	1,0 (0,30)
7501	5,7 (1,60)	4,0 (1,10)
7502	11,1 (3,10)	7,6 (2,10)
7503	17,0 (4,70)	11,5 (3,20)
7504	23,0 (6,30)	15,5 (4,30)
7505	28,4 (7,90)	19,1 (5,30)
7507	40,0 (11,00)	27,0 (7,50)
7519	108,0 (30,00)	75,6 (21,00)

Fonte: Naturaltec (17Na)(Modificado)

Figura 15: Tamanhos dos equipamentos de desinfecção.



Fonte: Naturaltec (17Na)(Modificado)

4 RESULTADOS

4.1 Rede coletora

Devido às características topográficas da área do empreendimento, o sistema de coleta geral foi dividido em seis setores, cada um deles ligado a um interceptor que reúne todos os setores e transporta o esgoto para a ETE. A extensão total de rede prevista é de 6.924,3 metros, toda ela em tubos de PVC Vinilfort, com diâmetro de 150 mm. Esta rede é conectada por poços de visita convencionais, PV com tubo de queda e TIL de acordo com as quantidades mostradas na Tabela 5.

Quadro 9: Quantidade de singularidades da rede coletora

Singularidade	Quantidade (unid)
Poço de Visita (PV)	60
PV com tubo de queda (TQ)	1
TIL radial rede VINILFORT (TR) 150mm	26

Fonte: Autora.

A planilha do resultado do dimensionamento da rede coletora de esgoto sanitário gerada pelo software CEsg está exposta na Tabela 8:

Tabela 8: Planilha resultado dimensionamento da rede coletora de esgoto. (continua)

Col.	Trecho	PV ini PV fim	Ext. (m)	Cont. lin. (l/s/km) ini/fim	Cont. ter. (l/s) ini/fim	Q pontual (l/s)	Qmont (l/s) ini/fim	Qjus (l/s) ini/fim	Diâm. (mm)	Declivi. (m/m)	Cota ter. (m)	Cota col. (m)	Rec. col. (m) mon/jus	Prof. vala (m) mon/jus	y/D ini/fim	V (m/s) ini/fim	Arr. in (Pa) Vc(m/s)	n manning	larg. Vala (m)
C1	1-1	1	63,39	1	0,064	0	0	0,064	150	0,0468	572,86	572	0,9	1,05	0,13	1,14	5,53	0,01	0,8
		2		1,2	0,076	0	0	0,076			569,89	569	0,9	1,05	0,13	1,14	2,06	0,01	
C1	1-2	2	66,57	1	0,067	0	0,064	0,13	150	0,0241	569,89	569	0,9	1,05	0,15	0,9	3,3	0,01	0,8
		3		1,2	0,08	0	0,076	0,157			568,29	567,4	0,9	1,05	0,15	0,9	2,22	0,01	
C1	1-3	3	68,80	1	0,069	0	0,13	0,199	150	0,0098	568,29	567,4	0,9	1,05	0,19	0,66	1,64	0,01	0,8
		4		1,2	0,083	0	0,157	0,239			567,61	566,7	0,9	1,05	0,19	0,66	2,45	0,01	
C1	1-4	4	68,49	1	0,069	0	0,199	0,268	150	0,0235	567,61	566,7	0,9	1,05	0,15	0,89	3,24	0,01	0,8
		5		1,2	0,082	0	0,239	0,322			566	565,1	0,9	1,05	0,15	0,89	2,23	0,01	
C1	1-5	5	65,30	1	0,066	0	0,268	0,334	150	0,0525	566	565,1	0,9	1,05	0,12	1,18	6,04	0,01	0,8
		6		1,2	0,079	0	0,322	0,401			562,57	561,7	0,9	1,05	0,12	1,18	2,03	0,01	
C1	1-6	6	67,21	1	0,067	0	0,334	0,401	150	0,0543	562,57	561,7	0,9	1,05	0,12	1,2	6,19	0,01	0,8
		7		1,2	0,081	0	0,401	0,481			558,92	558	0,9	1,05	0,12	1,2	2,03	0,01	
C1	1-7	7	62,82	1	0,063	0	0,401	0,464	150	0,0596	558,92	558	0,9	1,05	0,12	1,24	6,67	0,01	0,8
		8		1,2	0,076	0	0,481	0,557			555,18	554,3	0,9	1,05	0,12	1,24	2,01	0,01	
C1	1-8	8	70,70	1	0,071	0	0,464	0,535	150	0,0317	555,18	554,3	0,9	1,05	0,14	0,99	4,08	0,01	0,8
		9		1,2	0,085	0	0,557	0,642			552,93	552	0,9	1,05	0,14	0,99	2,15	0,01	
C2	2-1	21	67,64	1	0,068	0	0	0,068	150	0,0248	562,68	561,8	0,9	1,05	0,15	0,91	3,37	0,01	0,8
		22		1,2	0,081	0	0	0,081			561	560,1	0,9	1,05	0,15	0,91	2,21	0,01	
C2	2-2	22	75,79	1	0,076	0	0,068	0,144	150	0,0393	561	560,1	0,9	1,05	0,13	1,07	4,82	0,01	0,8
		23		1,2	0,091	0	0,081	0,173			558,02	557,1	0,9	1,05	0,13	1,07	2,1	0,01	
C2	2-3	23	75,13	1	0,075	0	0,144	0,219	150	0,0677	558,02	557,1	0,9	1,05	0,12	1,29	7,35	0,01	0,8
		9		1,2	0,09	0	0,173	0,263			552,93	552	0,9	1,05	0,12	1,29	1,98	0,01	
C1	1-9	9	73,71	1	0,074	0	0,755	0,829	150	0,0029	552,93	552	0,9	1,05	0,25	0,43	0,63	0,01	0,8
		10		1,2	0,089	0	0,906	0,994			552,73	551,8	0,91	1,06	0,25	0,43	2,8	0,01	
C3	3-1	24	77,04	1	0,077	0	0	0,077	150	0,0605	569,86	569	0,9	1,05	0,12	1,24	6,74	0,01	0,8
		25		1,2	0,093	0	0	0,093			565,2	564,3	0,9	1,05	0,12	1,24	2	0,01	
C3	3-2	25	78,17	1	0,078	0	0,077	0,156	150	0,0324	565,2	564,3	0,9	1,05	0,14	1	4,15	0,01	0,8
		26		1,2	0,094	0	0,093	0,187			562,67	561,8	0,9	1,05	0,14	1	2,15	0,01	
C3	3-3	26	75,86	1	0,076	0	0,156	0,232	150	0,0343	562,67	561,8	0,9	1,05	0,14	1,02	4,34	0,01	0,8
		27		1,2	0,091	0	0,187	0,278			560,06	559,2	0,9	1,05	0,14	1,02	2,13	0,01	
C3	3-4	27	74,45	1	0,075	0	0,232	0,307	150	0,0386	560,06	559,2	0,9	1,05	0,13	1,06	4,76	0,01	0,8
		28		1,2	0,09	0	0,278	0,368			557,19	556,3	0,9	1,05	0,13	1,06	2,11	0,01	
C3	3-5	28	72,68	1	0,073	0	0,307	0,38	150	0,0293	557,19	556,3	0,9	1,05	0,14	0,96	3,84	0,01	0,8

Tabela 8: Planilha resultado dimensionamento da rede coletora de esgoto. (continuação).

Col.	Trecho	PV ini PV fim	Ext. (m)	Cont. lin. (l/s/km) ini/fim	Cont. ter. (l/s) ini/fim	Q pontual (l/s)	Qmont (l/s) ini/fim	Qjus (l/s) ini/fim	Diâm. (mm)	Declivi. (m/m)	Cota ter. (m)	Cota col. (m)	Rec. col. (m) mon/jus	Prof. vala (m) mon/jus	y/D ini/fim	V (m/s) ini/fim	Arr. in (Pa) Vc(m/s)	n manning	larg. Vala (m)
		29		1,2	0,088	0	0,368	0,456			555,06	554,2	0,9	1,05	0,14	0,96	2,17	0,01	
C3	3-6	29	60,94	1	0,061	0	0,38	0,441	150	0,0383	555,06	554,2	0,9	1,05	0,13	1,06	4,73	0,01	0,8
		10		1,2	0,073	0	0,456	0,529			552,73	551,8	0,9	1,05	0,13	1,06	2,11	0,01	
C1	1-10	10	70,43	1	0,071	0	1,269	1,34	150	0,0386	552,73	551,8	0,91	1,06	0,13	1,06	4,76	0,01	0,8
		11		1,2	0,085	0	1,523	1,608			550	549,1	0,9	1,05	0,14	1,08	2,14	0,01	
C1	1-11	11	72,88	1	0,073	0	1,34	1,413	150	0,0559	550	549,1	0,9	1,05	0,12	1,21	6,34	0,01	0,8
		12		1,2	0,088	0	1,608	1,696			545,93	545	0,9	1,05	0,13	1,25	2,08	0,01	
C1	1-12	12	71,82	1	0,072	0	1,413	1,485	150	0,0434	545,93	545	0,9	1,05	0,13	1,11	5,21	0,01	0,8
		13		1,2	0,086	0	1,696	1,782			542,81	541,9	0,9	1,05	0,14	1,16	2,16	0,01	
C1	1-13	13	66,32	1	0,067	0	1,485	1,552	150	0,055	542,81	541,9	0,9	1,05	0,13	1,21	6,35	0,01	0,8
		14		1,2	0,08	0	1,782	1,862			539,17	538,3	0,9	1,05	0,14	1,28	2,12	0,01	
C1	1-14	14	70,79	1	0,071	0	1,552	1,623	150	0,0417	539,17	538,3	0,9	1,05	0,14	1,12	5,23	0,01	0,8
		15		1,2	0,085	0	1,862	1,948			536,21	535,3	0,9	1,05	0,15	1,18	2,21	0,01	
C1	1-15	15	73,04	1	0,073	0	1,623	1,696	150	0,0107	536,21	535,3	0,9	1,05	0,19	0,7	1,86	0,01	0,8
		16		1,2	0,088	0	1,948	2,035			535,43	534,5	0,9	1,05	0,21	0,74	2,6	0,01	
C1	1-16	16	76,51	1	0,077	0	1,696	1,773	150	0,0154	535,43	534,5	0,9	1,05	0,18	0,81	2,51	0,01	0,8
		17		1,2	0,092	0	2,035	2,128			534,25	533,4	0,9	1,05	0,2	0,85	2,52	0,01	
C4	4-1	30	52,49	1	0,053	0	0	0,053	150	0,0393	537,56	536,7	0,9	1,05	0,13	1,07	4,82	0,01	0,8
		31		1,2	0,063	0	0	0,063			535,5	534,6	0,9	1,05	0,13	1,07	2,1	0,01	
C4	4-2	31	48,48	1	0,049	0	0,053	0,101	150	0,0258	535,5	534,6	0,9	1,05	0,15	0,92	3,48	0,01	0,8
		17		1,2	0,058	0	0,063	0,122			534,25	533,4	0,9	1,05	0,15	0,92	2,2	0,01	
C1	1-17	17	74,56	1	0,075	0	1,874	1,949	150	0,0839	534,25	533,4	0,9	1,05	0,13	1,51	9,77	0,01	0,8
		18		1,2	0,09	0	2,249	2,339			527,99	527,1	0,9	1,05	0,14	1,59	2,13	0,01	
C5	5-1	32	72,75	1	0,073	0	0	0,073	150	0,0392	580,97	580,1	0,9	1,05	0,13	1,07	4,82	0,01	0,8
		33		1,2	0,088	0	0	0,088			578,12	577,2	0,9	1,05	0,13	1,07	2,1	0,01	
C5	5-2	33	76,41	1	0,077	0	0,073	0,15	150	0,0145	578,12	577,2	0,9	1,05	0,17	0,75	2,22	0,01	0,8
		34		1,2	0,092	0	0,088	0,18			577,01	576,1	0,9	1,05	0,17	0,75	2,35	0,01	
C5	5-3	34	76,58	1	0,077	0	0,15	0,227	150	0,0401	577,01	576,1	0,9	1,05	0,13	1,08	4,9	0,01	0,8
		35		1,2	0,092	0	0,18	0,272			573,94	573	0,9	1,05	0,13	1,08	2,1	0,01	
C5	5-4	35	78,28	1	0,079	0	0,227	0,305	150	0,0846	573,94	573	0,9	1,05	0,11	1,4	8,74	0,01	0,8
		36		1,2	0,094	0	0,272	0,366			567,32	566,4	0,9	1,05	0,11	1,4	1,93	0,01	
C5	5-5	36	80,01	1	0,08	0	0,305	0,385	150	0,0477	567,32	566,4	0,9	1,05	0,13	1,14	5,6	0,01	0,8
		37		1,2	0,096	0	0,366	0,463			563,5	562,6	0,9	1,05	0,13	1,14	2,06	0,01	

Tabela 8: Planilha resultado dimensionamento da rede coletora de esgoto. (continuação).

Col.	Trecho	PV ini PV fim	Ext. (m)	Cont. lin. (l/s/km ini/fim)	Cont. ter. (l/s ini/fim)	Q pontual (l/s)	Qmont (l/s ini/fim)	Qjus (l/s ini/fim)	Diâm. (mm)	Declivi. (m/m)	Cota ter. (m)	Cota col. (m)	Rec. col. (m mon/jus)	Prof. vala (m mon/jus)	y/D ini/fim	V (m/s) ini/fim	Arr. in (Pa Vc(m/s)	n manning	larg. Vala (m)
C5	5-6	37	78,66	1	0,079	0	0,385	0,464	150	0,0318	563,5	562,6	0,9	1,05	0,14	0,99	4,09	0,01	0,8
		38		1,2	0,095	0	0,463	0,557			561	560,1	0,9	1,05	0,14	0,99	2,15	0,01	
C5	5-7	38	71,43	1	0,072	0	0,464	0,536	150	0,0339	561	560,1	0,9	1,05	0,14	1,01	4,3	0,01	0,8
		39		1,2	0,086	0	0,557	0,643			558,58	557,7	0,9	1,05	0,14	1,01	2,14	0,01	
C6	6-1	47	79,33	1	0,08	0	0	0,08	150	0,0472	577,27	576,4	0,9	1,05	0,13	1,14	5,56	0,01	0,8
		48		1,2	0,096	0	0	0,096			573,53	572,6	0,9	1,05	0,13	1,14	2,06	0,01	
C6	6-2	48	75,29	1	0,076	0	0,08	0,155	150	0,0054	573,53	572,6	0,9	1,05	0,22	0,53	1,02	0,01	0,8
		49		1,2	0,091	0	0,096	0,186			573,13	572,2	0,9	1,05	0,22	0,53	2,62	0,01	
C6	6-3	49	73,75	1	0,074	0	0,155	0,229	150	0,0288	573,13	572,2	0,9	1,05	0,14	0,96	3,79	0,01	0,8
		50		1,2	0,089	0	0,186	0,275			571	570,1	0,9	1,05	0,14	0,96	2,18	0,01	
C6	6-4	50	75,89	1	0,076	0	0,229	0,305	150	0,0526	571	570,1	0,9	1,05	0,12	1,18	6,04	0,01	0,8
		51		1,2	0,091	0	0,275	0,366			567,01	566,1	0,9	1,05	0,12	1,18	2,03	0,01	
C6	6-5	51	75,13	1	0,075	0	0,305	0,381	150	0,0597	567,01	566,1	0,9	1,05	0,12	1,24	6,67	0,01	0,8
		52		1,2	0,09	0	0,366	0,457			562,53	561,6	0,9	1,05	0,12	1,24	2,01	0,01	
C6	6-6	52	73,76	1	0,074	0	0,381	0,455	150	0,0535	562,53	561,6	0,9	1,05	0,12	1,19	6,12	0,01	0,8
		39		1,2	0,089	0	0,457	0,546			558,58	557,7	0,9	1,05	0,12	1,19	2,03	0,01	
C5	5-8	39	42,17	1	0,042	0	0,991	1,033	150	0,0489	558,58	557,7	0,9	1,05	0,13	1,15	5,71	0,01	0,8
		40		1,2	0,051	0	1,189	1,24			556,52	555,6	0,9	1,05	0,13	1,15	2,05	0,01	
C5	5-9	40	61,51	1	0,062	0	1,033	1,095	150	0,0665	556,52	555,6	0,9	1,05	0,12	1,28	7,25	0,01	0,8
		41		1,2	0,074	0	1,24	1,314			552,43	551,5	0,9	1,05	0,12	1,28	1,98	0,01	
C5	5-10	41	70,14	1	0,07	0	1,095	1,165	150	0,0737	552,43	551,5	0,9	1,05	0,11	1,33	7,85	0,01	0,8
		42		1,2	0,084	0	1,314	1,398			547,26	546,4	0,9	1,05	0,11	1,33	1,96	0,01	
C5	5-11	42	72,74	1	0,073	0	1,165	1,238	150	0,0672	547,26	546,4	0,9	1,05	0,12	1,29	7,31	0,01	0,8
		43		1,2	0,088	0	1,398	1,486			542,38	541,5	0,9	1,05	0,12	1,29	1,98	0,01	
C7	7-1	53	76,05	1	0,076	0	0	0,076	150	0,1194	571,33	570,4	0,9	1,05	0,1	1,58	11,41	0,01	0,8
		54		1,2	0,092	0	0	0,092			562,25	561,4	0,9	1,05	0,1	1,58	1,85	0,01	
C7	7-2	54	73,36	1	0,074	0	0,076	0,15	150	0,0625	562,25	561,4	0,9	1,05	0,12	1,26	6,91	0,01	0,8
		55		1,2	0,088	0	0,092	0,18			557,67	556,8	0,9	1,05	0,12	1,26	2	0,01	
C7	7-3	55	75,07	1	0,075	0	0,15	0,225	150	0,0266	557,67	556,8	0,9	1,05	0,15	0,93	3,57	0,01	0,8
		56		1,2	0,09	0	0,18	0,27			555,67	554,8	0,9	1,05	0,15	0,93	2,2	0,01	
C7	7-4	56	79,67	1	0,08	0	0,225	0,305	150	0,0029	555,67	554,8	0,9	1,05	0,25	0,43	0,63	0,01	0,8
		57		1,2	0,096	0	0,27	0,366			556,67	554,5	2,13	2,28	0,25	0,43	2,8	0,01	
C7	7-5	57	79,32	1	0,08	0	0,305	0,385	150	0,0029	556,67	554,5	2,13	2,28	0,25	0,43	0,63	0,01	0,8

Tabela 8: Planilha resultado dimensionamento da rede coletora de esgoto. (continuação).

Col.	Trecho	PV ini PV fim	Ext. (m)	Cont. lin. (l/s/km) ini/fim	Cont. ter. (l/s) ini/fim	Q pontual (l/s)	Qmont (l/s) ini/fim	Qjus (l/s) ini/fim	Diâm. (mm)	Declivi. (m/m)	Cota ter. (m)	Cota col. (m)	Rec. col. (m) mon/jus	Prof. vala (m) mon/jus	y/D ini/fim	V (m/s) ini/fim	Arr. in (Pa) Vc(m/s)	n manning	larg. Vala (m)
		58		1,2	0,096	0	0,366	0,462			558	554,3	3,69	3,84	0,25	0,43	2,8	0,01	
C7	7-6	58	71,63	1	0,072	0	0,385	0,457	150	0,0029	558	554,3	3,69	3,84	0,25	0,43	0,63	0,01	0,8
		59		1,2	0,086	0	0,462	0,548			556,02	554,1	1,92	2,07	0,25	0,43	2,8	0,01	
C7	7-7	59	77,93	1	0,078	0	0,457	0,535	150	0,0444	556,02	554,1	1,92	2,07	0,13	1,11	5,3	0,01	0,8
		60		1,2	0,094	0	0,548	0,642			551,54	550,6	0,9	1,05	0,13	1,11	2,07	0,01	
C7	7-8	60	71,75	1	0,072	0	0,535	0,607	150	0,0859	551,54	550,6	0,9	1,05	0,11	1,4	8,84	0,01	0,8
		61		1,2	0,086	0	0,642	0,728			545,38	544,5	0,9	1,05	0,11	1,4	1,93	0,01	
C7	7-9	61	76,45	1	0,077	0	0,607	0,684	150	0,0029	545,38	544,5	0,9	1,05	0,25	0,43	0,63	0,01	0,8
		62		1,2	0,092	0	0,728	0,821			545,35	544,3	1,09	1,24	0,25	0,43	2,8	0,01	
C8	8-1	63	73,81	1	0,074	0	0	0,074	150	0,0542	559,77	558,9	0,9	1,05	0,12	1,2	6,18	0,01	0,8
		64		1,2	0,089	0	0	0,089			555,77	554,9	0,9	1,05	0,12	1,2	2,03	0,01	
C8	8-2	64	74,22	1	0,074	0	0,074	0,149	150	0,0635	555,77	554,9	0,9	1,05	0,12	1,26	7	0,01	0,8
		65		1,2	0,089	0	0,089	0,178			551,06	550,2	0,9	1,05	0,12	1,26	1,99	0,01	
C8	8-3	65	76,31	1	0,077	0	0,149	0,225	150	0,0748	551,06	550,2	0,9	1,05	0,11	1,34	7,95	0,01	0,8
		62		1,2	0,092	0	0,178	0,27			545,35	544,5	0,9	1,05	0,11	1,34	1,96	0,01	
C7	7-10	62	72,22	1	0,072	0	0,909	0,981	150	0,0385	545,35	544,3	1,09	1,24	0,13	1,06	4,75	0,01	0,8
		43		1,2	0,087	0	1,091	1,178			542,38	541,5	0,9	1,05	0,13	1,06	2,11	0,01	
C5	5-12	43	70,78	1	0,071	0	2,22	2,291	150	0,0536	542,38	541,5	0,9	1,05	0,15	1,35	7,42	0,01	0,8
		44		1,2	0,085	0	2,664	2,749			538,58	537,7	0,9	1,05	0,17	1,43	2,32	0,01	
C9	9-1	66	67,72	1	0,068	0	0	0,068	150	0,058	552,93	552	0,9	1,05	0,12	1,22	6,52	0,01	0,8
		67		1,2	0,082	0	0	0,082			549	548,1	0,9	1,05	0,12	1,22	2,01	0,01	
C9	9-2	67	68,46	1	0,069	0	0,068	0,137	150	0,0769	549	548,1	0,9	1,05	0,11	1,35	8,11	0,01	0,8
		68		1,2	0,082	0	0,082	0,164			543,74	542,8	0,9	1,05	0,11	1,35	1,95	0,01	
C9	9-3	68	72,92	1	0,073	0	0,137	0,21	150	0,0707	543,74	542,8	0,9	1,05	0,12	1,31	7,61	0,01	0,8
		44		1,2	0,088	0	0,164	0,252			538,58	537,7	0,9	1,05	0,12	1,31	1,97	0,01	
C5	5-13	44	79,54	1	0,08	0	2,501	2,581	150	0,0713	538,58	537,7	0,9	1,05	0,15	1,55	9,76	0,01	0,8
		45		1,2	0,096	0	3,001	3,097			532,91	532	0,9	1,05	0,16	1,63	2,31	0,01	
C10	10-1	69	77,01	1	0,077	0	0	0,077	150	0,0782	551	550,1	0,9	1,05	0,11	1,36	8,22	0,01	0,8
		70		1,2	0,093	0	0	0,093			544,98	544,1	0,9	1,05	0,11	1,36	1,95	0,01	
C10	10-2	70	72,02	1	0,072	0	0,077	0,15	150	0,0756	544,98	544,1	0,9	1,05	0,11	1,34	8,01	0,01	0,8
		71		1,2	0,087	0	0,093	0,179			539,53	538,6	0,9	1,05	0,11	1,34	1,95	0,01	
C10	10-3	71	74,59	1	0,075	0	0,15	0,224	150	0,0607	539,53	538,6	0,9	1,05	0,12	1,24	6,76	0,01	0,8
		72		1,2	0,09	0	0,179	0,269			535	534,1	0,9	1,05	0,12	1,24	2	0,01	

Tabela 8: Planilha resultado dimensionamento da rede coletora de esgoto. (continuação).

Col.	Trecho	PV ini PV fim	Ext. (m)	Cont. lin. (l/s/km ini/fim)	Cont. ter. (l/s ini/fim)	Q pontual (l/s)	Qmont (l/s ini/fim)	Qjus (l/s ini/fim)	Diâm. (mm)	Declivi. (m/m)	Cota ter. (m)	Cota col. (m)	Rec. col. (m mon/jus)	Prof. vala (m mon/jus)	y/D ini/fim	V (m/s) ini/fim	Arr. in (Pa Vc(m/s)	n manning	larg. Vala (m)
C10	10-4	72	74,87	1	0,075	0	0,224	0,3	150	0,0279	535	534,1	0,9	1,05	0,15	0,95	3,7	0,01	0,8
		45		1,2	0,09	0	0,269	0,36			532,91	532	0,9	1,05	0,15	0,95	2,18	0,01	
C5	5-14	45	60,79	1	0,061	0	2,88	2,941	150	0,0808	532,91	532	0,9	1,05	0,16	1,68	11,4	0,01	0,8
		46		1,2	0,073	0	3,456	3,529			528	527,1	0,9	1,05	0,17	1,77	2,35	0,01	
C5	5-15	46	67,28	1	0,068	0	2,941	3,009	150	0,0029	528	527,1	0,9	1,05	0,36	0,52	0,85	0,01	0,8
		18		1,2	0,081	0	3,529	3,61			527,99	526,9	1,09	1,24	0,4	0,55	3,37	0,01	
C11	11-1	73	75,17	1	0,075	0	0	0,075	150	0,0214	530	529,1	0,9	1,05	0,15	0,86	3,01	0,01	0,8
		74		1,2	0,091	0	0	0,091			528,39	527,5	0,9	1,05	0,15	0,86	2,25	0,01	
C11	11-2	74	73,34	1	0,074	0	0,075	0,149	150	0,0054	528,39	527,5	0,9	1,05	0,22	0,53	1,03	0,01	0,8
		18		1,2	0,088	0	0,091	0,179			527,99	527,1	0,9	1,05	0,22	0,53	2,62	0,01	
C1	1-18	18	38,19	1	0,038	0	5,107	5,145	150	0,0029	527,99	526,9	1,09	1,24	0,49	0,6	1,05	0,01	0,8
		19		1,2	0,046	0	6,128	6,174			528,88	526,8	2,08	2,23	0,55	0,63	3,74	0,01	
C12	12-1	75	77,40	1	0,078	0	0	0,078	150	0,0717	541,35	540,5	0,9	1,05	0,12	1,32	7,69	0,01	0,8
		76		1,2	0,093	0	0	0,093			535,8	534,9	0,9	1,05	0,12	1,32	1,96	0,01	
C12	12-2	76	78,94	1	0,079	0	0,078	0,157	150	0,0877	535,8	534,9	0,9	1,05	0,11	1,42	8,99	0,01	0,8
		19		1,2	0,095	0	0,093	0,188			528,88	528	0,9	1,05	0,11	1,42	1,92	0,01	
C1	1-19	19	11,77	1	0,012	0	5,302	5,314	150	0,0029	528,88	526,8	2,08	2,23	0,5	0,6	1,07	0,01	0,8
		20		1,2	0,014	0	6,363	6,377			529	526,8	2,24	2,39	0,56	0,63	3,76	0,01	
C13	13-1	77	79,95	1	0,08	0	0	0,08	150	0,0029	552,6	551,7	0,9	1,05	0,25	0,43	0,63	0,01	0,8
		78		1,2	0,096	0	0	0,096			552,77	551,5	1,3	1,45	0,25	0,43	2,8	0,01	
C13	13-2	78	74,40	1	0,075	0	0,08	0,155	150	0,0453	552,77	551,5	1,3	1,45	0,13	1,12	5,39	0,01	0,8
		79		1,2	0,09	0	0,096	0,186			549	548,1	0,9	1,05	0,13	1,12	2,07	0,01	
C13	13-3	79	77,05	1	0,077	0	0,155	0,232	150	0,0778	549	548,1	0,9	1,05	0,11	1,36	8,19	0,01	0,8
		80		1,2	0,093	0	0,186	0,279			543	542,1	0,9	1,05	0,11	1,36	1,95	0,01	
C14	14-1	86	66,52	1	0,067	0	0	0,067	150	0,0353	545,34	544,4	0,9	1,05	0,14	1,03	4,43	0,01	0,8
		80		1,2	0,08	0	0	0,08			543	542,1	0,9	1,05	0,14	1,03	2,13	0,01	
C13	13-4	80	74,62	1	0,075	0	0,299	0,374	150	0,0646	543	542,1	0,9	1,05	0,12	1,27	7,09	0,01	0,8
		81		1,2	0,09	0	0,359	0,449			538,18	537,3	0,9	1,05	0,12	1,27	1,99	0,01	
C13	13-5	81	72,47	1	0,073	0	0,374	0,447	150	0,0479	538,18	537,3	0,9	1,05	0,13	1,14	5,62	0,01	0,8
		82		1,2	0,087	0	0,449	0,536			534,71	533,8	0,9	1,05	0,13	1,14	2,06	0,01	
C13	13-6	82	65,12	1	0,065	0	0,447	0,512	150	0,0608	534,71	533,8	0,9	1,05	0,12	1,24	6,76	0,01	0,8
		83		1,2	0,078	0	0,536	0,614			530,75	529,9	0,9	1,05	0,12	1,24	2	0,01	
C13	13-7	83	73,33	1	0,074	0	0,512	0,586	150	0,0784	530,75	529,9	0,9	1,05	0,11	1,36	8,24	0,01	0,8

Tabela 8: Planilha resultado dimensionamento da rede coletora de esgoto. (continuação).

Col.	Trecho	PV ini PV fim	Ext. (m)	Cont. lin. (l/s/km) ini/fim	Cont. ter. (l/s) ini/fim	Q pontual (l/s)	Qmont (l/s) ini/fim	Qjus (l/s) ini/fim	Diâm. (mm)	Declivi. (m/m)	Cota ter. (m)	Cota col. (m)	Rec. col. (m) mon/jus	Prof. vala (m) mon/jus	y/D ini/fim	V (m/s) ini/fim	Arr. in (Pa) Vc(m/s)	n manning	larg. Vala (m)
		84		1,2	0,088	0	0,614	0,703			525	524,1	0,9	1,05	0,11	1,36	1,94	0,01	
C13	13-8	84	73,21	1	0,073	0	0,586	0,659	150	0,0407	525	524,1	0,9	1,05	0,13	1,08	4,96	0,01	0,8
		85		1,2	0,088	0	0,703	0,791			522,02	521,1	0,9	1,05	0,13	1,08	2,09	0,01	
C15	15-1	87	73,83	1	0,074	0	0	0,074	150	0,0729	544,92	544	0,9	1,05	0,12	1,33	7,79	0,01	0,8
		88		1,2	0,089	0	0	0,089			539,54	538,6	0,9	1,05	0,12	1,33	1,96	0,01	
C15	15-2	88	73,11	1	0,073	0	0,074	0,147	150	0,0757	539,54	538,6	0,9	1,05	0,11	1,34	8,02	0,01	0,8
		89		1,2	0,088	0	0,089	0,177			534	533,1	0,9	1,05	0,11	1,34	1,95	0,01	
C15	15-3	89	69,05	1	0,069	0	0,147	0,217	150	0,0811	534	533,1	0,9	1,05	0,11	1,38	8,46	0,01	0,8
		90		1,2	0,083	0	0,177	0,26			528,4	527,5	0,9	1,05	0,11	1,38	1,94	0,01	
C15	15-4	90	26,85	1	0,027	0	0,217	0,244	150	0,0823	528,4	527,5	0,9	1,05	0,11	1,38	8,55	0,01	0,8
		91		1,2	0,032	0	0,26	0,292			526,19	525,3	0,9	1,05	0,11	1,38	1,93	0,01	
C16	16-1	92	68,16	1	0,068	0	0	0,068	150	0,0629	542,29	541,4	0,9	1,05	0,12	1,26	6,95	0,01	0,8
		93		1,2	0,082	0	0	0,082			538	537,1	0,9	1,05	0,12	1,26	1,99	0,01	
C16	16-2	93	59,46	1	0,06	0	0,068	0,128	150	0,0674	538	537,1	0,9	1,05	0,12	1,29	7,32	0,01	0,8
		94		1,2	0,072	0	0,082	0,154			534	533,1	0,9	1,05	0,12	1,29	1,98	0,01	
C16	16-3	94	84,12	1	0,084	0	0,128	0,213	150	0,0677	534	533,1	0,9	1,05	0,12	1,29	7,35	0,01	0,8
		95		1,2	0,101	0	0,154	0,255			528,3	527,4	0,9	1,05	0,12	1,29	1,98	0,01	
C16	16-4	95	67,40	1	0,068	0	0,213	0,28	150	0,0638	528,3	527,4	0,9	1,05	0,12	1,27	7,02	0,01	0,8
		96		1,2	0,081	0	0,255	0,336			524	523,1	0,9	1,05	0,12	1,27	1,99	0,01	
C17	17-1	97	56,18	1	0,056	0	0	0,056	150	0,049	548,75	547,9	0,9	1,05	0,13	1,15	5,72	0,01	0,8
		98		1,2	0,068	0	0	0,068			546	545,1	0,9	1,05	0,13	1,15	2,05	0,01	
C17	17-2	98	62,45	1	0,063	0	0,056	0,119	150	0,016	546	545,1	0,9	1,05	0,17	0,78	2,4	0,01	0,8
		99		1,2	0,075	0	0,068	0,143			545	544,1	0,9	1,05	0,17	0,78	2,32	0,01	
C17	17-3	99	67,12	1	0,067	0	0,119	0,186	150	0,0029	545	544,1	0,9	1,05	0,25	0,43	0,63	0,01	0,8
		100		1,2	0,081	0	0,143	0,224			545,29	543,9	1,38	1,53	0,25	0,43	2,8	0,01	
C17	17-4	100	77,11	1	0,077	0	0,186	0,264	150	0,0029	545,29	543,9	1,38	1,53	0,25	0,43	0,63	0,01	0,8
		101		1,2	0,093	0	0,224	0,317			547	543,7	3,32	3,47	0,25	0,43	2,8	0,01	
C18	18-1	102	67,30	1	0,068	0	0	0,068	150	0,0734	544,27	543,4	0,9	1,05	0,11	1,33	7,83	0,01	0,8
		103		1,2	0,081	0	0	0,081			539,33	538,4	0,9	1,05	0,11	1,33	1,96	0,01	
C18	18-2	103	57,61	1	0,058	0	0,068	0,125	150	0,0805	539,33	538,4	0,9	1,05	0,11	1,37	8,41	0,01	0,8
		104		1,2	0,069	0	0,081	0,15			534,7	533,8	0,9	1,05	0,11	1,37	1,94	0,01	
C18	18-3	104	63,45	1	0,064	0	0,125	0,189	150	0,0962	534,7	533,8	0,9	1,05	0,11	1,46	9,65	0,01	0,8
		105		1,2	0,076	0	0,15	0,227			528,59	527,7	0,9	1,05	0,11	1,46	1,9	0,01	

4.2 Interceptor

A extensão total de rede é de 1433 metros, toda ela em tubos de PVC Vinilfort, com diâmetro de 150 mm. Esta rede é conectada por 22 poços de visita convencionais. A planilha do resultado do dimensionamento da rede de interceptores de esgoto gerada pelo CEsg está exposta na Tabela 9

Tabela 9: Planilha resultado dimensionamento da rede de interceptores. (continua)

Col.	Trecho	PV ini PV fim	Ext. (m)	Cont. lin. (l/s/km ini/fim)	Cont. ter. (l/s ini/fim)	Q pont. (l/s)	Qmont (l/s ini/fim)	Qjus (l/s ini/fim)	Diâm. (mm)	Declivi. (m/m)	Cota ter. (m)	Cota col. (m)	Rec. col. (m) mon/jus	Prof. vala (m) mon/jus	y/D ini/fim	V (m/s) ini/fim	Arr. in (Pa) Vc(m/s)	n manni ng	larg. Vala (m)
C1	TI1	101	74,21	0,03	0,002	0,317	0,317	0,319	150	0,0030	547,000	543,530	3,320	3,470	0,25	0,43	0,64	0,010	0,80
		106		0,03	0,002	0,317	0,317	0,319			546,889	543,310	3,429	3,579	0,25	0,43	2,80	0,010	
	TI2	106	77,12	0,03	0,002	0,000	0,319	0,322	150	0,0030	546,889	543,310	3,429	3,579	0,25	0,43	0,65	0,010	0,80
		107		0,03	0,002	0,000	0,319	0,322			546,700	543,080	3,470	3,620	0,25	0,43	2,79	0,010	
	TI3	107	77,84	0,03	0,002	0,000	0,322	0,324	150	0,0029	546,700	543,080	3,470	3,620	0,25	0,43	0,63	0,010	0,80
		108		0,03	0,002	0,000	0,322	0,324			546,429	542,854	3,425	3,575	0,25	0,43	2,80	0,010	
	TI4	108	77,92	0,03	0,002	0,000	0,324	0,326	150	0,0029	546,429	542,854	3,425	3,575	0,25	0,43	0,63	0,010	0,80
		109		0,03	0,002	0,000	0,324	0,326			544,200	542,628	1,422	1,572	0,25	0,43	2,80	0,010	
	TI5	109	80,52	0,03	0,002	0,000	0,326	0,329	150	0,0757	544,200	542,628	1,422	1,572	0,11	1,34	8,02	0,010	0,80
		110		0,03	0,002	0,000	0,326	0,329			537,583	536,533	0,900	1,050	0,11	1,34	1,95	0,010	
	TI6	110	79,81	0,03	0,002	0,000	0,329	0,331	150	0,0533	537,583	536,533	0,900	1,050	0,12	1,19	6,10	0,010	0,80
		111		0,03	0,002	0,000	0,329	0,331			533,333	532,283	0,900	1,050	0,12	1,19	2,03	0,010	
	TI7	111	78,08	0,03	0,002	0,000	0,331	0,333	150	0,0565	533,333	532,283	0,900	1,050	0,12	1,21	6,39	0,010	0,80
		112		0,03	0,002	0,000	0,331	0,333			528,923	527,873	0,900	1,050	0,12	1,21	2,02	0,010	
	TI8	112	79,07	0,03	0,002	0,000	0,333	0,336	150	0,0712	528,923	527,873	0,900	1,050	0,12	1,32	7,64	0,010	0,80
		113		0,03	0,002	0,000	0,333	0,336			523,294	522,244	0,900	1,050	0,12	1,32	1,97	0,010	
	TI9	113	72,81	0,03	0,002	0,000	0,336	0,338	150	0,0573	523,294	522,244	0,900	1,050	0,12	1,22	6,46	0,010	0,80
		114		0,03	0,002	0,000	0,336	0,338			519,125	518,075	0,900	1,050	0,12	1,22	2,01	0,010	
	TI10	114	74,44	0,03	0,002	0,000	8,373	8,375	150	0,0334	519,125	518,075	0,900	1,050	0,33	1,67	9,01	0,010	0,80
115			0,03	0,002	0,000	8,373	8,375			516,642	515,592	0,900	1,050	0,33	1,67	3,12	0,010		
TI11	115	70,89	0,03	0,002	0,000	8,375	8,377	150	0,0294	516,642	515,592	0,900	1,050	0,34	1,59	8,15	0,010	0,80	
	116		0,03	0,002	0,000	8,375	8,377			514,559	513,509	0,900	1,050	0,34	1,59	3,16	0,010		
TI12	116	82,17	0,03	0,002	0,000	8,377	8,380	150	0,0265	514,559	513,509	0,900	1,050	0,35	1,53	7,51	0,010	0,80	
	117		0,03	0,002	0,000	8,377	8,380			512,380	511,330	0,900	1,050	0,35	1,53	3,19	0,010		
TI13	117	55,07	0,03	0,002	0,000	8,380	8,381	150	0,0072	512,380	511,330	0,900	1,050	0,50	0,95	2,63	0,010	0,80	
	118		0,03	0,002	0,000	8,380	8,381			511,986	510,936	0,900	1,050	0,50	0,95	3,64	0,010		
TI14	118	52,83	0,03	0,002	0,000	8,381	8,383	150	0,0029	511,986	510,936	0,900	1,050	0,67	0,67	1,24	0,010	0,80	
	119		0,03	0,002	0,000	8,381	8,383			511,990	510,783	1,057	1,207	0,67	0,67	3,93	0,010		
C2	TI15	20	67,79	0,03	0,002	6,377	6,377	6,379	150	0,0030	529,000	526,610	2,240	2,390	0,55	0,63	1,16	0,010	0,80
		105		0,03	0,002	6,377	6,377	6,379			528,590	526,410	2,030	2,180	0,55	0,63	3,75	0,010	
	TI16	105	45,44	0,03	0,001	0,227	6,606	6,607	150	0,0112	528,590	526,410	2,030	2,180	0,39	1,05	3,44	0,010	0,80
		120		0,03	0,001	0,227	6,606	6,607			526,950	525,900	0,900	1,050	0,39	1,05	3,32	0,010	

Tabela 9: Planilha resultado dimensionamento da rede de interceptores. (continuação)

Col.	Trecho	PV ini PV fim	Ext. (m)	Cont. lin. (l/s/km) ini/fim	Cont. ter. (l/s) ini/fim	Q pont. (l/s)	Qmont (l/s) ini/fim	Qjus (l/s) ini/fim	Diâm. (mm)	Declivi. (m/m)	Cota ter. (m)	Cota col. (m)	Rec. col. (m) mon/jus	Prof. vala (m) mon/jus	y/D ini/fim	V (m/s) ini/fim	Arr. in (Pa) Vc(m/s)	n manni ng	larg. Vala (m)
	TI17	120	45,44	0,03	0,001	0,000	6,607	6,609	150	0,0167	526,950	525,900	0,900	1,050	0,35	1,22	4,73	0,010	0,80
		91		0,03	0,001	0,000	6,607	6,609			526,190	525,140	0,900	1,050	0,35	1,22	3,19	0,010	
	TI18	91	43,53	0,03	0,001	0,292	6,901	6,902	150	0,0273	526,190	525,140	0,900	1,050	0,31	1,47	7,10	0,010	0,80
		121		0,03	0,001	0,292	6,901	6,902			525,000	523,950	0,900	1,050	0,31	1,47	3,06	0,010	
	TI19	121	44,11	0,03	0,001	0,000	6,902	6,903	150	0,0227	525,000	523,950	0,900	1,050	0,33	1,37	6,12	0,010	0,80
		96		0,03	0,001	0,000	6,902	6,903			524,000	522,950	0,900	1,050	0,33	1,37	3,12	0,010	
	TI20	96	73,80	0,03	0,002	0,336	7,239	7,242	150	0,0268	524,000	522,950	0,900	1,050	0,32	1,48	7,13	0,010	0,80
		85		0,03	0,002	0,336	7,239	7,242			522,020	520,970	0,900	1,050	0,32	1,48	3,09	0,010	
	TI21	85	79,51	0,03	0,002	0,791	8,033	8,035	150	0,0364	522,020	520,970	0,900	1,050	0,31	1,70	9,48	0,010	0,80
		114		0,03	0,002	0,791	8,033	8,035			519,125	518,075	0,900	1,050	0,31	1,70	3,06	0,010	

4.3 Estação de tratamento de esgoto

Os cálculos preliminares para o dimensionamento das unidades que compõe a estação de tratamento de esgoto estão descritos a seguir.

PLANILHA CÁLCULOS PRELIMINARES

Unidade: Sistema de Esgotamento Sanitário do loteamento

Cálculos preliminares

Dados:

População atendida	P (hab) = 2.780
Consumo médio per capita	C(L/hab.dia)= 200,00
Coeficientes de reforço	
.Máxima diária	K1 = 1,20
.Máxima horaria	K2 = 1,50
.Mínima diária	K3 = 0,50
Índice de perdas	Ip (%) = 10,00
Coeficiente de retorno agua esgoto	C = 0,80
Contribuição orgânica média	C0 (g _{DBO} /hab.dia) = 50,00
Contribuição coliformes totais	Org./hab.dia= 1,00E+09
Extensão aproximada da rede de esgoto	l (km) = 8,37
Taxa de infiltração	i (L/s.km) = 0,03
Temperatura do esgoto	T (°C) = 25,00

Dados:

Contribuição de esgotos	
.Infiltração	Qi (L/s) = 0,251
.Média diária	Q' (L/s) = 5,148
.Máxima diária	Q' ₁ (L/s) = 6,178
.Máxima horaria	Q' ₂ (L/s) = 9,267
.Mínima diária	Q' ₃ (L/s) = 2,574
Vazão máxima horaria final	Q ₂ (L/s) = 9,518
Vazão máxima diária final	Q ₁ (L/s) = 6,429
Vazão média diária final	Q (L/s) = 5,399
Carga orgânica	DBO (kg _{DBO} /dia) = 139
	DBO (mg/L) = 250,2
	DQO (mg/L) = 500,5
Coliformes totais	(Org./dia) = 2,78E+12
	Org./100ml = 5,96E+07

4.4 Tratamento preliminar

O tratamento preliminar será composto por 2 gradeamentos, um gradeamento médio seguido por um gradeamento fino, com espaçamentos entre as barras de 20 mm e 12,5 mm respectivamente. Ambos de limpeza manual, inclinados a 45°. Após o gradeamento o efluente segue para a caixa de areia retangular de limpeza manual, formada por 2 canais paralelos para possibilitar a limpeza de um enquanto o outro continua em operação, o canal terá 20 cm de largura e 3,15 cm de comprimento. A caixa de areia possui uma taxa de escoamento superficial de 658,12 m³/m². Em seguida o esgoto passará pela calha Parshall de medidas padronizadas de garganta de 3 polegadas, servirá como controlador de velocidade e também para medição da vazão.

Os detalhes de cálculo e resultados se encontram descritos a seguir:

DIMENSIONAMENTO DO TRATAMENTO PRELIMINAR

Unidade: Sistema de Esgotamento Sanitário do loteamento

Tratamento Preliminar composto por Gradeamento caixa de areia e calha Parshall

DADOS:

Vazões diárias

máxima = 9,52 l/s

média = 5,40 l/s

mínima = 2,83 l/s

Dados tubulação de chegada

∅ = 150 mm

Cota_{GI} = 510,77 m

Cota_{terreno} = 511,90 m

Cálculo da Caixa de Areia

Dados da Calha Parshall Adotada

Largura da Garganta: W (cm) = **7,62**

Cálculo da alturas na calha

$$H = k' \cdot Q^{n'}$$

$$k' = 3,704$$

$$n' = 0,646$$

$$H_{\text{máx}} = 0,18 \text{ m}$$

$$H_{\text{méd}} = 0,13 \text{ m}$$

$$H_{\text{mín}} = 0,08 \text{ m}$$

Rebaixamento da Calha Parshall - Z

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

Resolvendo, tem-se $Z \text{ (m)} = 0,04$

Altura líquida máxima na caixa de areia

$$H \text{ (m)} = 0,14$$

Largura útil da seção transversal da caixa de areia

$$S = H \times B$$

$$S = Q/v_1$$

$$v_1 = 0,3 \quad \text{m/s}$$

Largura calculada

$$B = 0,23 \text{ m}$$

Largura adotada da caixa de areia

$$B = 0,20 \text{ m}$$

Verificação da velocidade para diferentes vazões

Q(l/s)	H(m)	H - Z (m)	S (m ²)	V (m/s)
9,52	0,18	0,14	0,028	0,34
5,40	0,13	0,08	0,017	0,32
2,83	0,08	0,04	0,008	0,34

Comprimento da caixa

.V de sedimentação $v_2 = 0,02 \quad \text{m/s}$

.Fator de garantia $F = 50 \quad \%$

$$L = (v_1/v_2).(1+F).H$$

$$L = 3,17 \text{ m}$$

Área (Superfície)

$$A = L \times B$$

$$A = 0,714 \text{ m}^2$$

Taxa de escoamento superficial

Para $Q_{\text{méd}} = 5,40 \text{ l/s} = 466,49 \text{ m}^3/\text{dia}$

$$\frac{Q}{A} = 653,50 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{dia} \quad \text{entre } 600 \text{ e } 1300 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ OK}$$

Quantidade de material retido

$$\text{Base : } 30 \text{ l/1000 m}^3$$

$$q = 13,99 \text{ l/dia} = 0,01399 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Tempo para limpeza = 15 dias

Profundidade do depósito inferior de areia

$$h = \frac{q \times t}{A}$$

$$h = 0,29 \text{ m}$$

Cálculo da Grade de Barras

Gradeamento médio

Seção das barras: Retangular

.Seção transversal

 Espessura t (mm) = 9,5

 Altura l (mm) = 38,1

.Espaçamento a (mm) = 20,0

Ângulo de inclinação das l $i = 45$

Comprimento das barras L (m) = 0,50

Eficiência $E = a/(a+t)$

$E(\%) = 67,7$

Condições de escoamento

Velocidade méd. adotada V (m/s) = 0,60

Área útil de escoamento: A_u (m²) = 0,016

Área total da seção S (m²) = 0,023

Largura do canal b (m) = 0,166

Largura adotada b (m) = 0,15

Verificação das velocidades

Q (l/s)	H (m)	S=bH (m ²)	A _u =E.S (m ²)	V=Q/A _u (m/s)
9,52	0,14	0,021	0,014	0,664
5,40	0,08	0,013	0,009	0,626
2,83	0,04	0,006	0,004	0,671

≤1,20m/s OK

Calculo canal afluente à grade

.Velocidade de aproximação

para Q_{máx} v_0 (m/s) = 0,41

para Q_{méd} v_0 (m/s) = 0,23

Cálculo das perdas de carga

$$h_f = 1,43 (1 - E^2) \frac{V^2}{2g}$$

.Para grade limpa $V \text{ (m/s)} = 0,664$

$$h_f \text{ (m)} = 0,02$$

.Para a grade suja 50% $V \text{ (m/s)} = 1,329$

$$h_f \text{ (m)} = 0,07$$

Para grades de limpeza manual $h_f \geq 15\text{cm}$

Quantidade de material retido

.Taxa adotada $T \text{ (l/m}^3\text{)} = 0,038$

.Volume de material $\text{Vol (l/dia)} = 17,73$

Numero de barras e de espaçamento

$$(N_e \cdot a) + (N_b \cdot t) = b$$

.n° de barras $N_b = 4$

.n° de espaçamentos $N_e = 5$

Gradeamento fino

Seção das barras: Retangular

.Seção transversal

Espessura $t \text{ (mm)} = 9,5$

Altura $l \text{ (mm)} = 38,1$

.Espaçamento $a \text{ (mm)} = 12,5$

Ângulo de inclinação das l $i = 45$

Comprimento das barras $L \text{ (m)} = 0,50$

Eficiência $E = a/(a+t)$

$$E(\%) = 56,8$$

Condições de escoamento

Velocidade méd. adotada $V \text{ (m/s)} = 0,60$

Área útil de escoamento: $A_u \text{ (m}^2\text{)} = 0,016$

Área total da seção $S \text{ (m}^2\text{)} = 0,028$

Largura do canal $b \text{ (m)} = 0,198$

Largura adotada $b \text{ (m)} = 0,15$

Verificação das velocidades

Q (l/s)	H (m)	S=bH (m ²)	A _u =E.S (m ²)	V=Q/A _u (m/s)
9,52	0,14	0,021	0,012	0,793
5,40	0,08	0,013	0,007	0,748
2,83	0,04	0,006	0,004	0,801

≤1,20m/s OK

Calculo canal afluente à grade

.Velocidade de aproximação

$$\text{para } Q_{\text{máx}} \quad v_0 \text{ (m/s)} = 0,34$$

$$\text{para } Q_{\text{méd}} \quad v_0 \text{ (m/s)} = 0,19$$

Cálculo das perdas de carga

$$h_f = 1,43 (1 - E^2) \frac{V^2}{2g}$$

$$\text{.Para grade limpa} \quad V \text{ (m/s)} = 0,793$$

$$h_f \text{ (m)} = 0,03$$

$$\text{.Para a grade suja 50\%} \quad V \text{ (m/s)} = 1,586$$

$$h_f \text{ (m)} = 0,12$$

Para grades de limpeza manual $h_f \geq 15\text{cm}$

Quantidade de material retido

$$\text{.Taxa adotada} \quad T \text{ (L/m}^3\text{)} = 0,050$$

$$\text{.Volume de material} \quad \text{Vol (Ldia)} = 23,32$$

Numero de barras e de espaçamento

$$(N_e \cdot a) + (N_b \cdot t) = b$$

$$\text{.n}^\circ \text{ de barras} \quad N_b = 6$$

$$\text{.n}^\circ \text{ de espaçamentos} \quad N_e = 7$$

4.5 Reator UASB

Os detalhes sobre os cálculos referentes ao tratamento por reator UASB e seus resultados se encontram a seguir:

PLANILHA PARA DIMENSIONAMENTO DE REATORES UASB

Unidade: Sistema de Esgotamento Sanitário do loteamento
Tratamento de esgoto sanitário com reator UASB

DADOS BÁSICOS

.População atendida	P (hab) = 2.780	
.Vazão afluyente média	Q (L/s) = 5,40	
	Q (m ³ /dia) = 466,49	
.Vazão afluyente máxima horária	Q _{máx-h} (L/s) = 9,52	
	Q _{máx-h} (m ³ /dia) = 822,33	
.Vazão afluyente máxima diária	Q _{máx-d} (L/s) = 6,43	
	Q _{máx-d} (m ³ /dia) = 555,45	
.DQO afluyente	S ₀ (mg/L) = 500,50	
.DBO afluyente	S ₀ (mg/L) = 250,25	
.Temperatura do esgoto	T (°C) = 21,70	
.Coeficiente de produção de sólidos	Y (kgSST/kgDQO) = 0,18	(0,1 a 0,2)
.Coeficiente de produção de sólidos, em termos de DQO	Y _{obs} (kgDQO _{lodo} /kgDQO) = 0,21	(0,11 a 0,23)
.Concentração esperada para o lodo de descarte	C (%) = 3,00	(2 a 5)
.Densidade do lodo	γ (kgSST/m ³) = 1020	(1020 a 1040)

DIMENSIONAMENTO

.Carga afluyente média $L_0 = S_0 \times Q_{\text{méd}}$ L_0 (kgDQO/dia) = 233,48

Volume do reator

.Volume total do reator	V = Q _{méd} x t
.Tempo de detenção min p Qmax	t _{min} (h) = 6,00
.Volume mínimo total para Qmáx	V _{min} = 205,58
.Tempo de detenção hidráulica	t (h) = 10,00
.Volume vazão média para o tempo estimado	V (m ³) = 194,37
.Número de módulos do reator	n = 1
.Volume de cada módulo	V _u (m ³) = 205,58
.Altura líquida do reator	h (m) = 5,00
.Área de cada reator (Módulo)	A (m ²) = 41,12

..Relação l/b	$r = 2,00$
..Comprimento	$l \text{ (m)} = 9,07$
...Comprimento adotado	9,10
..Largura	$b \text{ (m)} = 4,53$
...Largura adotada	4,55
..Área de cada reator (Módulo) corrigida	$A \text{ (m}^2\text{)} = 41,41$
..Volume útil total corrigido	Vu (m³) = 207,03
Tempo de detenção corrigido para vazão média	$t \text{ (h)} = 10,65$
Tempo de detenção corrigido para vazão máxima	$t \text{ (h)} = 6,04$

..Verificação das cargas aplicadas

..Verificação da carga orgânica volumétrica

$$COV = \frac{Q_{méd} \times S_0}{V}$$

$$COV \text{ (kgDQO/m}^3\text{.dia)} = 1,13 < 3,5 \text{ kgDQO/m}^3\text{d}$$

..Carga hidráulica volumétrica

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

Para $Q_{méd}$ $CHV \text{ (m}^3\text{/m}^3\text{.dia)} = 2,25 < 4 \text{ m}^3\text{/m}^3\text{.dia}$

Para $Q_{máx}$ $CHV \text{ (m}^3\text{/m}^3\text{.dia)} = 3,97 < 5 \text{ m}^3\text{/m}^3\text{.dia}$

..Carga biológica

...Inicial (de partida)

$$Cb = Q \times S_0 / M$$

Concentração inicial do inóculo (gSTV/L) = **2,00**

$Cb \text{ (kgDQO/kgstv.d)} = 0,12 \text{ (0,05 a 0,15)}$

..Verificação das velocidades superficiais (ascensional)

Para $Q_{méd}$ $v \text{ (m/h)} = 0,47 < 0,7 \text{ m/h}$

Para $Q_{máx-d}$ $v \text{ (m/h)} = 0,56 < 1,1 \text{ m/h}$

Para $Q_{máx-h}$ $v \text{ (m/h)} = 0,83 < 1,5 \text{ m/h}$

Sistema de distribuição do esgoto efluente

..Nº de distribuidores ao longo do comprimento $n_d = 6$

..Distância entre distribuidores $l_d \text{ (m)} = 1,52$

..Nº de distribuidores ao longo da largura $l_l = 3$

..Área de influência de cada distribuidor **$a_d \text{ (m}^2\text{)} = 2,30 < 4,0 \text{ m}^2$**

..Diâmetro dos tubos de distribuição adotado $\emptyset \text{ (mm)} = 75$

..Verificação da velocidade descendente

Para a vazão média $v_{dist} \text{ (m/s)} = 0,068 < 0,2 \text{ m/s}$

Para a vazão máxima horária $v_{dist} \text{ (m/s)} = 0,120 < 0,2 \text{ m/s}$

..Diâmetro dos bocais de saída $\emptyset \text{ (mm)} = 30$

..Verificação da velocidade de saída $v_{saída} \text{ (m/s)} = 0,42 (\geq 0,4 \text{ m/s})$

Eficiência do reator

.Remoção de DQO

$$E_{DQO} = 100 \times (1 - 0,68 \times t^{-0,35})$$

$$E_{DQO} (\%) = 70,29$$

.Remoção de DBO

$$E_{DBO} = 100 \times (1 - 0,70 \times t^{-0,50})$$

$$E_{DBO} (\%) = 78,55$$

.Estimativa das concentrações de DQO e de DBO no efluente final

$$S = S_0 - \frac{(E \times S_0)}{100}$$

..Concentração de DQO no efluente final

$$S_{DQO} (\text{mg/L}) = 148,70$$

..Concentração de DBO no efluente final

$$S_{DBO} (\text{mg/L}) = 53,68$$

..Concentração SST no efluente final

$$C_{SST} (\text{mg/L}) = 57,81$$

Avaliação da produção de metano

.Carga de DQO convertida em metano

$$DQO_{CH_4} = Q_{\text{méd.}} \cdot [(S_0 - S) - Y_{\text{obs}} \cdot S_0]$$

$$DQO_{CH_4} (\text{kg/dia}) = 116,20$$

.Fator de correção para a temperatura operacional do reator

$$f(T) = \frac{P \times K_{DBO}}{R \times (273 + T)}$$

$$f(T) (\text{kg/m}^3) = 2,65$$

..Pressão atmosférica

$$P (\text{atm}) = 1$$

..DQO correspondente a um mol de CH₄

$$K_{DQO} (\text{gDQO/mol}) = 64$$

..Constante dos gases

$$R \text{ atm.L/mol.k} = 0,0821$$

.Produção volumétrica de metano

$$Q_{CH_4} = \frac{DQO_{CH_4}}{f(t)}$$

$$Q_{CH_4} (\text{m}^3/\text{dia}) = 43,91$$

Avaliação da produção de biogás

$$Q_{\text{biogás}} = Q_{CH_4} / C_{CH_4}$$

..Concentração de metano no gás

$$C_{CH_4} (\%) = 0,75 \quad (70 \text{ a } 80 \%)$$

$$Q_{\text{biogás}} (\text{m}^3/\text{dia}) = 58,54$$

Compartimento de decantação

.Dimensionamento das aberturas para o decantador por reator

..Nº de separadores trifásicos por reator	$n_s = 3$	
..Nº de aberturas simples ao longo do comprimento	$n_{as-c} = 2$	
..Nº de aberturas simples ao longo da largura	$n_{as-L} = 2$	
..Nº de aberturas duplas	$n_{ad} = 2$	
..Nº equivalente de aberturas simples ao longo da largura	$n_e = n_{as} + 2n_{ad}$	$n_e = 6$
..Largura de cada abertura simples	a (m) =	0,30
..Comprimento de cada abertura simples ao longo da largura	C_{as-L} (m) =	3,95
..Comprimento equivalente de aberturas simples ao longo da largura	C_{eqs-L} (m) =	23,70
	C_{eqs-C} (m) =	18,20
..Área totais das aberturas	A_{ab} (m) =	12,57

.Verificação da velocidade nas aberturas $v = Q/A_{ab}$

..Para $Q_{méd.}$	v (m/h) =	1,55	(< 2,5 m/h)
..Para $Q_{máx-d}$	v (m/h) =	1,84	(< 4,0 m/h)
..Para $Q_{máx-h}$	v (m/h) =	2,73	(< 5,5 m/h)

.Dimensionamento do compartimento de decantação

..Nº de compartimentos	$n_c = 3$		
..Comprimento de cada câmara	C_{dec} (m) =	4,55	
..Comprimento total de decantadores	C_t (m) =	13,65	
..Largura de cada coletor de gás	L_i (m) =	0,35	(≥ 0,25 m)
..Espessura da parede do coletor	e (m) =	0,010	Fibra de vidro
..Largura externa de cada coletor de gás (interface líquido gás)	L_g (m) =	0,37	
..Largura útil de cada decantador	L_{dec} (m) =	2,66	
..Área total de decantadores	A_d (m ²) =	36,35	

.Verificação das taxas de aplicação

..Para $Q_{méd.}$	v_d (m/h) =	0,53	(< 0,8 m/h)
..Para $Q_{máx-d}$	v_d (m/h) =	0,64	(< 1,2 m/h)
..Para $Q_{máx-h}$	v_d (m/h) =	0,94	(< 1,5 m/h)

.Determinação do volume do compartimento de decantação

..Altura da aba inclinada	h_1 (m) =	1,50	
..Largura da aba inclinada	L_{aba} (m) =	1,03	
..Altura da aba vertical	h_2 (m) =	0,40	(≥ 0,30m)
..Profundidade total compartimento de decantação	H (m) =	1,90	(≥ 1,50m)

..Área do decantador		
...triangular compreendida entre as paredes inclinada	$A_{dec1} \text{ (m)} = 0,77$	
...retangular compreendida entre as áreas inclinadas	$A_{dec2} \text{ (m)} = 0,90$	
...retangular compreendida entre as paredes verticais	$A_{dec3} \text{ (m)} = 1,07$	
...Total ao longo da profundidade do decantador	$A_{dec} \text{ (m)} = 3,51$	
..Volume total de decantadores	$V_{dec} \text{ (m}^3\text{)} = 47,95$	
..Verificação do tempo de detenção hidráulica nos decantadores		
..Para $Q_{méd.}$	$t_{dec} \text{ (m/h)} = 2,47$	$(\geq 1,5 \text{ h})$
..Para $Q_{máx-d}$	$t_{dec} \text{ (m/h)} = 2,07$	$(\geq 1,0 \text{ h})$
..Para $Q_{máx-h}$	$t_{dec} \text{ (m/h)} = 1,40$	$(\geq 0,60\text{h})$
..Verificação da inclinação da aba do compartimento de decantação		
	$\alpha = tg^{-1}\left(\frac{h_1}{L_{aba}}\right)$	$\alpha = 55,48 \text{ } (\geq 45^\circ)$

Dimensionamento dos coletores de gases

..Nº de coletores por reator	$n_c = 3$	
..Comprimento de cada coletor	$C_g \text{ (m)} = 2,28$	
..Comprimento total de coletor	$C_{tg} \text{ (m)} = 6,83$	
..Largura de cada coletor	$L_g \text{ (m)} = 0,35$	
..Área total de coletores	$A_t \text{ (m}^2\text{)} = 2,39$	
..Taxa de liberação de gás nos coletores	$K_g \text{ (m}^3\text{/m}^2\text{.h)} = 1,02$	$(> 1,0 \text{ m}^3\text{/m}^2\text{.h})$

Avaliação da produção de lodo

..Produção em peso	$P_{lodo} = Y \times D \times QO_{apl}$
	$P_{lodo} \text{ (kgSST/dia)} = 42,03$
..Produção em volume	$V_{lodo} = \frac{P_{lodo}}{(\gamma \times C)}$
	$V_{lodo} \text{ (m}^3\text{/dia)} = 1,37$

4.6 Leito de secagem

Os detalhes sobre os cálculos referentes ao leito de secagem do lodo em excesso do reator UASB e seus resultados se encontram a seguir:

DIMENSIONAMENTO DO LEITO DE SECAGEM

..Ciclo operacional do leito	t_c (dia) = 20	(15 a 20)
..Massa de lodo retirada dos reatores por ciclo de operação dos leitos	$M_c = P_{lodo} \times t_c$	
	Mc (kgSST/d) = 840,51	
..Volume retirado dos reatores por ciclo de operação	$V_c = V_{lodo} \times t_c$	
	Vc (m ³) = 27,47	
..Taxa de aplicação de sólidos nos leitos	T_{leito} (kgSST/m ²) = 11	(10 a 15)
..Área necessária de leitos de secagem	$A_{leito} = M_c / T_{leito}$	
	A _{leito} (m ²) = 76,41	
..Geometria das células de secagem		
...Numero de células	$n_{leito} = 1$	
...Largura da célula	L _{leito} (m) = 6,20	
...Comprimento da célula	C _{leito} (m) = 12,35	
..Área corrigida do leitos de secagem	A _{leito} (m ²) = 76,57	
..Altura da lamina de lodo, após carga nos leitos	$H_{lodo} = V_c / A_{leito}$	
	H _{lodo} (m) = 0,36	

4.7 escoamento superficial

Os detalhes sobre os cálculos referentes ao pós-tratamento por escoamento superficial e seus resultados se encontram a seguir:

PLANILHA DE DIMENSIONAMENTO ESCOAMENTO SUPERFICIAL

Unidade: Sistema de Esgotamento Sanitário do loteamento
Tratamento por escoamento superficial

DADOS BÁSICOS

.População atendida	P (hab) = 2.780
.Vazão afluyente média	Q (L/s) = 5,40
	Q (m ³ /dia) = 466,49
.Vazão afluyente máxima horária	Q _{máx-h} (L/s) = 9,52
	Q _{máx-h} (m ³ /dia) = 822,33
.Vazão afluyente máxima diária	Q _{máx-d} (L/s) = 6,43
	Q _{máx-d} (m ³ /dia) = 555,45
.Concentração de DBOafluyente ao UASB	S _{DBO-UASB} (mg/L) = 53,68

Parâmetros de projeto

.Taxa de aplicação	$q = \frac{Q}{D}$	$q \text{ (m}^3\text{/h.m)} = 0,38$	(0,2 a 0,4 m ³ /h.m)
.Comprimento da rampa		$Z \text{ (m)} = 45,00$	(30 a 45m)
.Declividade da rampa		$I \text{ (%) } = 7,94$	(2 a 8%)
.Período de aplicação		$P \text{ (h/dia)} = 12$	(6 a 12 h/dia)
.Frequência de aplicação			
..Dias de aplicação		$Ds = 4$	
..Dias secos		$Dn = 2$	

Área líquida requerida

$$A = \frac{Q \times Z}{q \times P} \times \frac{Ds + Dn}{Ds} \quad A \text{ (m}^2\text{)} = 6905,24$$

Dimensões de cada rampa

.Número de rampas	$n = 7$
.Área de cada rampa	$A_u \text{ (m}^2\text{)} = 986,46$
.Largura rampa	$D \text{ (m)} = 21,92$
.Desnível da rampa	$H \text{ (m)} = 3,573$

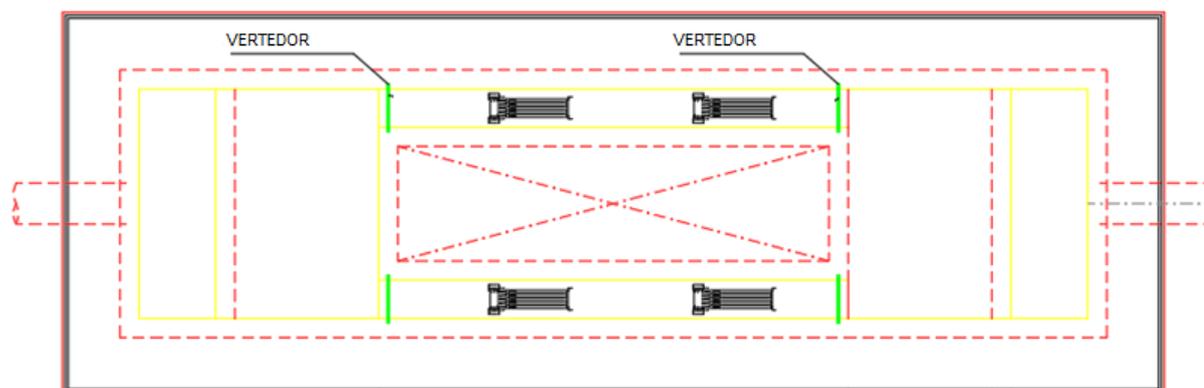
Concentração de DBO efluente

.Eficiência do escoamento superficial	$E_{es} \text{ (%) } = 50$
.Concentração de DBO final	$S_{final} = 26,84$
.Eficiência remoção DBO do sistema	$E_{ETE} \text{ (%) } = 89,28$

4.8 Desinfecção ultravioleta

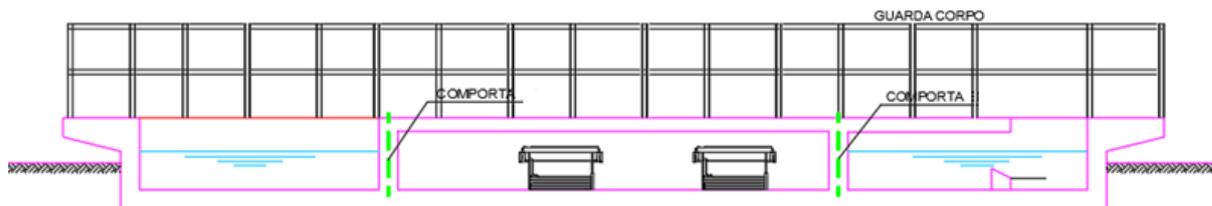
A unidade de desinfecção será composta de 2 canais em paralelo, sendo um canal reserva cada canal com 2 UVNAT 7507 ou outro produto similar que garanta os mesmos resultados. As medidas do canal devem ser consultadas com o fabricante da lâmpada a ser utilizada. Os canais devem ter vertedores controladores de nível na entrada e saída dos mesmos como mostra as Figuras 16 e 17.

Figura 16: Planta baixa esquemática da unidade de desinfecção



Fonte: Autora.

Figura 17: Corte esquemático da unidade de desinfecção



Fonte: Autora.

Os resultados de coliformes totais por 100 ml são mostrados no Quadro 10 a concentração de coliformes no efluente. A eficiência da desinfecção é de aproximadamente 99,99%.

Quadro 10: Concentração de coliformes no esgoto bruto e após o tratamento.

Situação	Concentração (org./100ml)
Esgoto bruto	$5,96.10^7$
Após o tratamento antes da desinfecção	$5,96.10^6$
Após a desinfecção	$5,96.10^2$

Fonte: Autora.

5 CONCLUSÕES

O projeto do sistema de esgotamento sanitário para o loteamento incentiva o crescimento da região de forma organizada e saneada, melhorando a qualidade de vida local e diminui os impactos negativos no meio ambiente.

Quanto à parte da rede coletora de esgoto sanitário a utilização do *software* CEsg permitiu que o traçado fosse feito e calculado de diversas formas, possibilitando otimização do traçado, diminuição da profundidade dos coletores, através de vários pequenos ajustes de traçado de rede sem exigir muito tempo e minimizando o risco de erro que pode ocorrer nos procedimentos de dimensionamento manuais. O traçado foi elaborado de forma a atender todos os lotes coletando o esgoto e levando até a área da estação de tratamento de esgoto sem a necessidade de estações elevatórias, o que diminui o custo de implantação e manutenção.

Quanto à estação de tratamento tendo em vista que o dimensionamento do sistema foi efetuado a fim de atender as exigências de lançamento da Resolução CONAMA 430/2011 fica demonstrado que o sistema de reatores anaeróbico de fluxo ascendentes seguido por escoamento superficial e unidade de desinfecção ultravioleta é adequado. Pois fornece

eficiência de 89,3% na remoção de DBO resultando em uma concentração de 26,8 kgDBO/ml, no quadro 11 pode ser observado o resumo das concentrações e eficiência das unidades para remoção de DBO. A eficiência na remoção de coliformes termotolerantes da ETE é de aproximadamente 99,9999% resultando numa concentração de $5,96.10^2$ org/100ml. . No quadro 12 podem ser observados alguns indicadores *per capita* resultantes do dimensionamento da ETE.

Quadro 11: Concentração e eficiência da ETE para remoção de DBO

Remoção de DBO	
Eficiência do reator UASB	78,6 %
Eficiência do escoamento superficial	50,0 %
Concentração de DBO esgoto bruto	250,2 mg/L
Concentração de DBO final	26,8 mg/L
Eficiência remoção DBO do sistema	89,3 %

Fonte: Autora.

Quadro 12: Concentração e eficiência da ETE para remoção de DBO

Alguns indicadores <i>per capita</i>, resultantes do dimensionamento	
Área do Reator	0,015 m ² /hab
Volume do reator	0,074 L/hab
Produção de metano	21,1 L/hab.dia
Produção de lodo	15,1 L/hab.dia
Produção volumétrica de lodo	0,49 gSST/hab.dia
Área do leito de secagem	0,028 m ² /hab
Área do escoamento superficial	2,48 m ² /hab
Área total da ETE	2,526 m ² /hab
Área requerida unidades da ETE	3,03 m ² /hab

Fonte: Autora.

O rio está poluído, por isso fazer condições na mistura não seria muito útil no quesito de checar se atende aos parâmetros da resolução. Pois, o que aconteceria é que em vez de o efluente após tratamento poluir o rio, ocorrendo diluição do efluente, o efluente tratado melhora os parâmetros do corpo receptor.

Finaliza-se este trabalho, discorrendo que os objetivos estabelecidos para o anteprojeto acadêmico foram alcançados.

REFERÊNCIAS

ABNT, A. B. NBR 12.207: Projeto de interceptores de esgoto sanitário. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro,. 1992.

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

ABNT NBR 14486: Sistemas enterrados para condução de esgoto sanitário - Projeto de redes coletoras com tubos de PVC. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2000.

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

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

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

BASTOS, RAFAEL KOPSCHITZ, et al. **Tratamento e utilização de esgotos sanitários.** Rio de Janeiro : ABES, Projeto PROSAB, 2006.

CAMPOS, J. R. et al. **Tratamento de Esgotos Sanitários por Processo Anaeróbio e Disposição Controlada no Solo:** Coletânea de Trabalhos Técnicos. PROSAB, São Carlos–SP, 2000.

CHERNICHARO, C. A. L. **Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias–Reatores Anaeróbios**–Vol. 5 2ª Edição. Editora UFMG-Belo Horizonte, 2007.

CLIMATE-DATA.ORG. **Clima: Caruaru** <<https://pt.climate-data.org/location/34674/>>. Acesso em: 30 de Maio de 2017.

COMPESA – COMPANHIA PERNAMBUCANA DE SANEAMENTO. **Norma interna SOP 092.** Pernambuco 2004.

COMPESA – COMPANHIA PERNAMBUCANA DE SANEAMENTO. **Diretrizes gerais para estimativa de consumo de água.** Norma de projetos de engenharia - NPE-02, 2016.

GONÇALVES, R. F. FILHO (Coordenador), et. all. **Desinfecção de Esgoto Sanitário. Rio de Janeiro:** ABES, Projeto PROSAB, 2003.

RESOLUÇÃO CONAMA. 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.** CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE. Disponível em:< <http://www.mma.gov.br/conama/>>. Acesso em 30 de Maio de 2017

RESOLUÇÃO CONAMA. 430, de 13 de maio de 2011. **Dispõe sobre as condições e padrões de lançamento de efluentes, complementa e altera a Resolução.** CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE. Disponível em:< <http://www.mma.gov.br/conama/>>. Acesso em 30 de Maio de 2017

IBGE – INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. *Censo Demográfico 2010 - Características da população e dos domicílios Resultados do universo.* 2010.

PACHECO JORDÃO, E.; ARRUDA PESSÔA, C. **Tratamento de esgoto doméstico.** ABES. Rio de Janeiro, Brasil, 2005.

FLÁVIO, MÁRIO. 2017. **Rio Ipojuca agoniza e expõe descaso com meio ambiente em Caruaru, PE.** *G1 Caruaru.* [Online] 22 de março de 2017. Disponível em <<http://g1.globo.com/pe/caruaru-regiao/noticia/2017/03/rio-ipojuca-agoniza-e-expoe-descaso-com-meio-ambiente-em-caruaru-pe.html>>. Acesso em 30 de Maio de 2017

LEI N° 11.445 de 05 de janeiro de 2007. Estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico, República Federativa do Brasil 2007.

NATURALTEC. **Desinfecção por Ultravioleta (UV) / Equipamentos Ultravioleta.** Disponível em <<http://www.naturaltec.com.br/Ultravioleta-UV-Desinfeccao-Agua-Efluentes.html>> Acesso em 08 de Junho de 2017

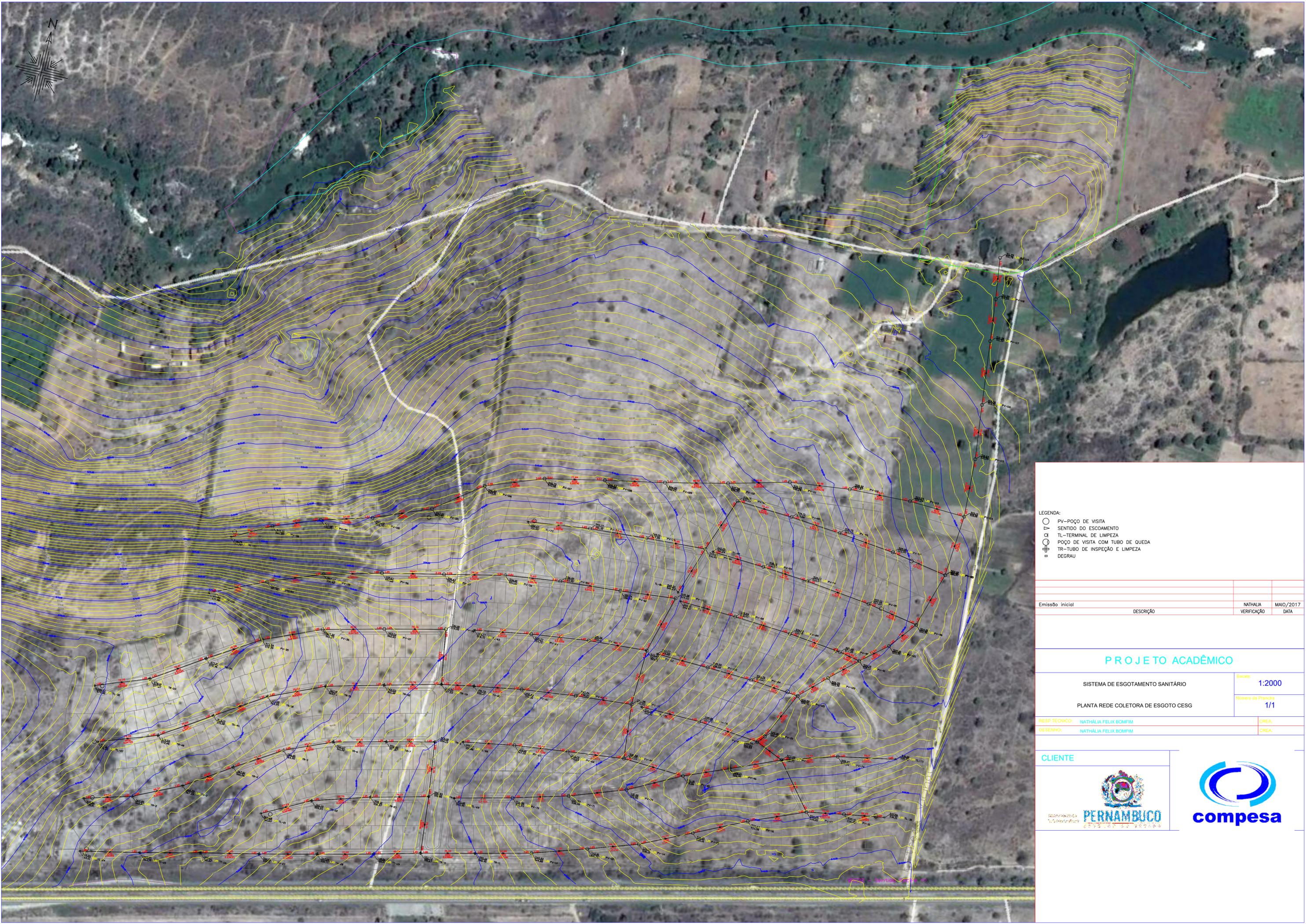
SABESP. Norma técnica Sabesp - NTS 025, São Paulo, 2006

SOBRINHO, PEDRO ALEM; TSUTIYA, MILTON TOMOYUKI. **Coleta e transporte de esgoto sanitário.** DEHS/USP–Escola Politécnica. São Paulo, 1999.

PROJETEC. **Plano hidroambiental da bacia hidrográfica do rio Ipojuca: Tomo III - Planos de Investimentos.** Recife : Governo de Pernambuco, 2010.

TONETTI, ADRIANO LUIZ; et al. **Tratamento de esgotos de pequenas comunidades pelo método de escoamento superficial no solo.** Teoria e Prática na Engenharia Civil. 2009.

APÊNDICE A – PLANTA DA REDE COLETORA



- LEGENDA:
- PV-POÇO DE VISITA
 - ▽ SENTIDO DO ESCOAMENTO
 - TL-TERMINAL DE LIMPEZA
 - POÇO DE VISITA COM TUBO DE QUEDA
 - ⊕ TR-TUBO DE INSPEÇÃO E LIMPEZA
 - DEGRAU

Emissão inicial		NATHÁLIA	MAIO/2017
	DESCRIÇÃO	VERIFICAÇÃO	DATA

PROJETO ACADÊMICO

SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO	Escala:	1:2000
PLANTA REDE COLETORA DE ESGOTO CEG	Número da Franquia	1/1

RESP.TÉCNICO:	NATHÁLIA FELIX BOMFIM	CREA:	
DESENHO:	NATHÁLIA FELIX BOMFIM	CREA:	

CLIENTE



BARRAGEM - SANEAMENTO - CEG ->