

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS/MG
ENGENHARIA CIVIL
LUCAS JOSÉ DE ANDRADE

**PROPOSIÇÃO DE ESTAÇÃO DE TRATAMENTO PARA O MUNICÍPIO DE
CAMBUQUIRA, MG**

Varginha

2018

LUCAS JOSÉ DE ANDRADE

**PROPOSIÇÃO DE ESTAÇÃO DE TRATAMENTO PARA O MUNICÍPIO DE
CAMBUQUIRA, MG**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de graduação em Engenharia Civil do UNIS - Centro Universitário do Sul de Minas, como pré-requisito para obtenção de grau de bacharel, sob orientação da Professora Luana Ferreira Mendes.

**Varginha
2018**

LUCAS JOSÉ DE ANDRADE

**PROPOSIÇÃO DE ESTAÇÃO DE TRATAMENTO PARA O MUNICÍPIO DE
CAMBUQUIRA, MG**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas - UNIS/MG, como requisito parcial para a obtenção de grau bacharel pela Banca Examinadora composta pelos membros:

Aprovado em: ____/____/____

Profª. Esp. Luana Ferreira Mendes

Prof.

Prof.

OBS.:

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por me surpreender a cada dia com acontecimentos que nem sempre comprehendo no momento, mas que se mostram fatos importantes para avanços em minha vida.

À minha família, por ter me apoiado durante toda a vida, me fortalecendo e criando em mim uma base sólida para desafios que sempre fizeram parte da minha realidade.

À Hellen, minha companheira e amiga, pessoa vinda até mim através das mãos de Deus, sempre presente sendo mais que um apoio, mas verdadeiro incentivo para jamais esmorecer.

Ao meu filho Miguel, que representa o início de toda uma mudança em minha maneira de agir e pensar em relação à vida, motivo principal para sempre buscar forças e fé em meus desafios.

Aos meus colegas de sala, que foram verdadeiros companheiros, sempre presentes em todos os momentos: Lucas Tempesta, Gustavo David, Gutenberg Peixoto. Em especial a Pablo Marcos Manoel dos Reis, pessoa que sempre me apoiou em desafios acadêmicos e momentos críticos pessoais onde o ombro amigo foi o melhor remédio, sua presença foi fundamental para sempre me manter forte em situações críticas, amizade que se transformou em família, pois hoje é mais do que um amigo, é um verdadeiro irmão.

Agradeço também à minha querida orientadora Luana Ferreira Mendes, inspiração para me aprofundar na área tratada neste trabalho, seu apoio foi fundamental para o êxito atingido nesta etapa fundamental da graduação.

RESUMO

Como uma questão essencialmente de saúde pública, o acesso aos serviços de saneamento básico deve ser tratado como um direito do cidadão, fundamental para a melhoria de sua qualidade de vida. A ausência de coleta e tratamento dos esgotos é um dos fatores que explicam a contaminação do meio ambiente. Sendo assim, o presente trabalho comprehende realizar um diagnóstico sobre as redes de esgoto do município de Cambuquira, no intuito de identificar como é feito o tratamento de esgoto na cidade e como os efluentes são descartados. e a fim de identificar uma maneira específica e eficaz de tratar esse tipo de recurso hídrico. Este trabalho tem por intuito diagnosticar o sistema de esgotamento sanitário do município de Cambuquira e propor soluções para os problemas encontrados. A metodologia empregada para estudo do sistema, realizada através de pesquisa bibliográfica, documental e de campo, permitiu a análise do município, identificando as redes coletoras e realizando-se verificações.

Palavras-chave: Saneamento básico. Sistema de Esgoto. Diagnóstico de Esgoto.

ABSTRACT

As an essentially public health issue, access to basic sanitation services should be treated as a citizen's right, fundamental to improving their quality of life. The lack of collection and treatment of sewage is one of the factors that explain the contamination of the environment. Therefore, the present work comprises a diagnosis of sewage networks in the city of Cambuquira, in order to identify how the sewage treatment is done in the city and how effluents are disposed of. and in order to identify a specific and effective way to treat this type of water resource. This work intends to diagnose the sanitary sewage system of the municipality of Cambuquira and propose solutions to the problems encountered. The methodology used to study the system, carried out through bibliographical, documentary and field research, allowed the analysis of the municipality, identifying the collection networks and conducting verifications.

Keywords: Basic sanitation. Sewerage. Sewage Diagnosis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Vista parcial da área urbana da cidade de Cambuquira.	12
Figura 2 - Trajeto do córrego Barnabé pela área urbana (sentido do fluxo: norte).	15
Figura 3 - Pontos de lançamento no bairro Parque São João.	16
Figura 4 – Construções próximas ao córrego.	16
Figura 5 - Leito do córrego na região de lançamento de esgoto.....	17
Figura 6 - Poço de visita nº 140 no bairro Lavra (folha 7 do anexo A).	18
Figura 7 - Imagem de satélite com área urbana da cidade delimitada.....	21
Figura 8 - Grades de pré-tratamento parcialmente obstruídas.....	26
Figura 9 - Sequência dos elementos de pré-tratamento.....	27
Figura 10 - Exemplo de lagoa aerada seguida de lagoas de sedimentação.	28
Figura 11 - Aeradores flutuantes em uma lagoa aerada.	29
Figura 12 – Esquema proposto de interceptação dos pontos de lançamento.....	38

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Proporção de Moradores por tipo de Instalação Sanitária.....	13
Tabela 2 - Dados populacionais do município.....	19
Tabela 3 - Consumo per capita de água potável por tipo de localidade.....	22
Tabela 4 - Coeficientes da fórmula da calha Parshall.....	34
Tabela 5 – Verificação do interceptor existente.....	38
Tabela 6 - Vazões de dimensionamento das lagoas.....	40
Tabela 7 - Valores de Csw.....	43
Tabela 8 - Resumo das informações geométricas das lagoas (por lagoa).....	46
Tabela 9 - Orçamento do sistema proposto.....	51
Tabela 10 - Custo por divisão do projeto proposto.....	52

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	10
2 OBJETIVOS	11
2.1 Objetivo geral.....	11
2.2 Objetivos específicos.....	11
3 DIAGNÓSTICO	12
3.1 Local de estudo	12
3.2 Condições Sanitárias em Cambuquira	12
3.2.1 Sistema de coleta, transporte e tratamento	13
3.3 A atual situação do córrego Barnabé.....	14
3.5 Verificação da rede.....	17
3.5 Procedimentos de cálculo para as verificações	18
3.5.1 Projeção da população	18
3.5.2 Vazão média diária total de efluentes de esgoto.....	21
3.5.3 Taxa de contribuição linear da rede coletora.....	22
3.5.4 Cálculo do diâmetro da tubulação	23
3.6 Situação geral do sistema de esgotamento do município	24
4 MEMORIAL DESCRIPTIVO	25
4.1 Proposta	25
4.2 Interceptor.....	25
4.3 Pré-tratamento.....	25
4.3.1 Gradeamento.....	25
4.3.2 Desarenador	26
4.3.3 Calha Parshall	27
4.4 Lagoa aerada.....	28
4.5 Lagoa de sedimentação	29
4.6 Aeradores mecânicos	29
4.7 Principais Equações utilizadas nos dimensionamentos.....	30
4.7.1 Verificação e dimensionamento de Interceptores.....	30
4.7.2 Dimensionamento das lagoas aeradas	30
4.7.3 Dimensionamento do sistema de aeração	32
4.7.4 Dimensionamento das lagoas de sedimentação.....	33
4.7.5 Dimensionamento da calha Parshall	34
4.7.6 Dimensionamento do gradeamento	35
4.7.7 Dimensionamento do desarenador.....	36
5 MEMORIAL DE CÁLCULO	38
5.1 Verificação do interceptor existente	38
5.2 Dimensionamento do interceptor proposto	39
5.3 Dimensionamento da estação de tratamento de esgoto.....	39
5.3.1 Dimensionamento das lagoas aeradas	39
5.3.2 Dimensionamento do sistema de aeração	41
5.3.3 Dimensionamento da lagoa de sedimentação	45

5.3.5 Observações quanto a dimensão das lagoas	46
5.3.6 Dimensionamento da calha Parshall.....	47
5.3.7 Dimensionamento do gradeamento	47
5.3.8 Dimensionamento do desarenador.....	48
6 ORÇAMENTO	51
7 CONCLUSÃO.....	53
REFERÊNCIAS	54
APÊNDICE A – Tabela de verificação da rede coletora existente.....	57
APÊNDICE B – Mapa da rede proposta e dimensionamento do interceptor	65
APÊNDICE C – Perfil longitudinal do interceptor.....	67
APÊNDICE D – Planta baixa e cortes das lagoas da ETE.	69
APÊNDICE E – Detalhes do sistema de pré-tratamento de esgoto.	72
ANEXO A – Mapa de levantamento da rede coletora existente.	74

1 INTRODUÇÃO

A preocupação com saneamento básico foi se acentuando ao longo da história da humanidade e está relacionada à transmissão de doenças, uma vez que o crescimento acelerado da população e consequente aumento na produção de resíduos e o descarte irresponsável dos mesmos, trouxe inúmeras doenças ao ser humano. Essa preocupação também está ligada a degradação do meio ambiente e escassez dos recursos naturais. Segundo Zacarias (2000), a sociedade contemporânea é uma sociedade de massas onde reinam a produção em série e a distribuição massiva de produtos e serviços. O consumo desnecessário, a produção crescente e o lixo contribuem para um dos mais graves problemas ambientais no mundo atual: o esgotamento e a contaminação dos recursos naturais.

No Brasil, o saneamento ainda está muito longe do ideal, principalmente no quesito coleta e tratamento do esgoto sanitário. Embora o abastecimento de água esteja presente em cerca de 99% dos municípios brasileiros, índices bem inferiores caracterizam a coleta de esgoto sanitário – em cerca de 55% dos municípios, e o tratamento de esgoto sanitário – em apenas cerca de 28% dos municípios. (IBGE, 2010).

Este trabalho aborda questões relativas ao saneamento básico do município, levantando diagnósticos, apontando problemas e propondo soluções para os mesmos. Por essas razões, pode-se dizer que este estudo é de grande interesse público para a cidade de Cambuquira. O objetivo final é propor uma estação de tratamento para o município, que atualmente não conta com esse recurso tão básico, causando a poluição do córrego Barnabé, dentre outros problemas.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo geral

Propor um sistema de tratamento de esgoto sanitário para o município de Cambuquira, MG.

2.2 Objetivos específicos

- Mapear o sistema de esgotamento sanitário atual do município;
- Diagnosticar a rede coletora do município;
- Identificar problemas referentes ao sistema de saneamento básico da cidade;
- Propor uma rede interceptora;
- Propor o sistema de tratamento de esgoto;
- Elaborar memorial descritivo;
- Elaborar quantitativo de materiais e orçamento;
- Apresentar desenho técnico do sistema de tratamento de esgoto.

3 DIAGNÓSTICO

3.1 Local de estudo

O estudo apresentado neste trabalho foi realizado no município de Cambuquira, localizado na microrregião de São Lourenço, no sul do estado de Minas Gerais. A cidade tem população estimada, segundo o IBGE, de 13.052 habitantes para o ano de 2017. Possui altitude média de 950 metros. Seu Índice de Desenvolvimento Humano (IDH) é de 0,699 (2010), considerado médio.

Figura 1 - Vista parcial da área urbana da cidade de Cambuquira.



Fonte: (ASSOCIAÇÃO CIRCUITO DAS ÁGUAS, 2017).

3.2 Condições Sanitárias em Cambuquira

Conforme disposto na nova Lei Municipal Nº 2403 de 10 de julho de 2017, que dispõe sobre as diretrizes para a elaboração da Lei Orçamentária de 2018 e dá outras providências, dentre as metas e prioridades da Administração Pública Municipal de Cambuquira, no quesito Saneamento Básico tem-se: Buscar recursos junto aos Governos Federal e Estadual para o tratamento de esgoto de toda a cidade e também dos bairros rurais; Implantar em nosso município a usina de reciclagem de lixo e criando ainda o aterro sanitário; Manutenção dos

bueiros; Treinamento, encontro e capacitação de servidores; Desenvolver projetos de urbanismo, sustentabilidade e educativos; Ampliação e manutenção da rede de distribuição de água; Buscar parcerias com consórcios intermunicipais para destinação dos resíduos sólidos produzidos do município.

No entanto, somente em 2014 é que a Justiça determinou que a Companhia de Saneamento de Minas Gerais (COPASA) assumiria o abastecimento de água e esgoto em Cambuquira, pois até então, o serviço era feito por uma autarquia municipal, o Serviço Autônomo de Água e Esgoto (SAAE), em que havia diversas falhas. O foco primário foi tratar a água do município que apresentava muitos problemas, ainda em fase de finalização e melhora.

A tabela a seguir apresenta as condições sanitárias do município de Cambuquira, a partir de dados obtidos do IBGE, do Censo 2010.

Tabela 1 – Proporção de Moradores por tipo de Instalação Sanitária.

Proporção de Moradores por tipo de Instalação Sanitária		
Tipo	%	Nº Domicílios
Rede geral de esgoto ou pluvial	70,66	2808
Fossa séptica	8,63	340
Fossa rudimentar	15,73	625
Vala	3,17	126
Rio, lago ou mar	1,38	55
Outro escoadouro	0,43	17
Total	100	3974

Fonte: (IBGE, 2010).

3.2.1 Sistema de coleta, transporte e tratamento

Considerada de pequeno porte, a cidade de Cambuquira ainda está em fase de crescimento. O esgoto gerado no município é praticamente em sua totalidade formado por esgoto doméstico. Possui uma rede coletora que atende aos bairros mais antigos. No entanto, bairros mais recentes, apesar da ocupação já ser considerada razoável, ainda não contam com rede coletora em funcionamento, sendo nesses bairros amplamente utilizada a fossa séptica ou mesmo meios improvisados de esgotamento. De acordo com informações obtidas com a COPASA, o município possui aproximadamente 45.810 metros lineares, de rede coletora de esgotos, constituída por tubos de PVC, manilha de barro e concreto, com diâmetros que variam de 150 a 300 mm. O atual sistema do município de Cambuquira é o separador absoluto.

O município de Cambuquira, administrado pela Companhia de Saneamento de Minas Gerais (COPASA), não possui tratamento de esgoto. Sendo este em sua totalidade lançado *in*

natura em cursos d'água que cruzam a cidade, em especial o córrego Barnabé, que recebe praticamente a totalidade do esgoto gerado na cidade (considerando-se a parte atendida pela rede coletora).

O SAAE era responsável pelo sistema até o ano de 2014, não possuía cadastro físico das unidades e dados operacionais do sistema, portanto poucas informações foram obtidas antes de 2014. A COPASA ao assumir a responsabilidade pelo sistema de esgotamento sanitário do município, realizou levantamento das redes existentes e das condições de cada uma delas. Apresentou-se nessa ocasião o projeto das redes para o bairro Marimbeiro.

Estima-se que cerca de 70% da população de Cambuquira seja atendida por rede coletora de esgotos. Segundo informações da área operacional da COPASA e antigo SAEE, a maior parte da rede se encontra em estado razoável de conservação, sem necessidade de ser substituída. A maior parte da tubulação das redes coletoras existentes é de manilha de barro, são as mais antigas, sendo estas com diâmetro nominal de 200mm, não apresentando maiores problemas de operação.

As redes mais recentes foram implantadas no bairro Figueira, todas em PVC e diâmetro de 150mm, lançando os esgotos coletados no interceptor recém implantado no perímetro do bairro, sendo o único interceptor existente no município. Já no bairro Marimbeiro, foram implantadas redes coletoras em manilha de barro, diâmetro de 150mm, como pode ser observado no mapa da rede, porém ainda não foram interligadas.

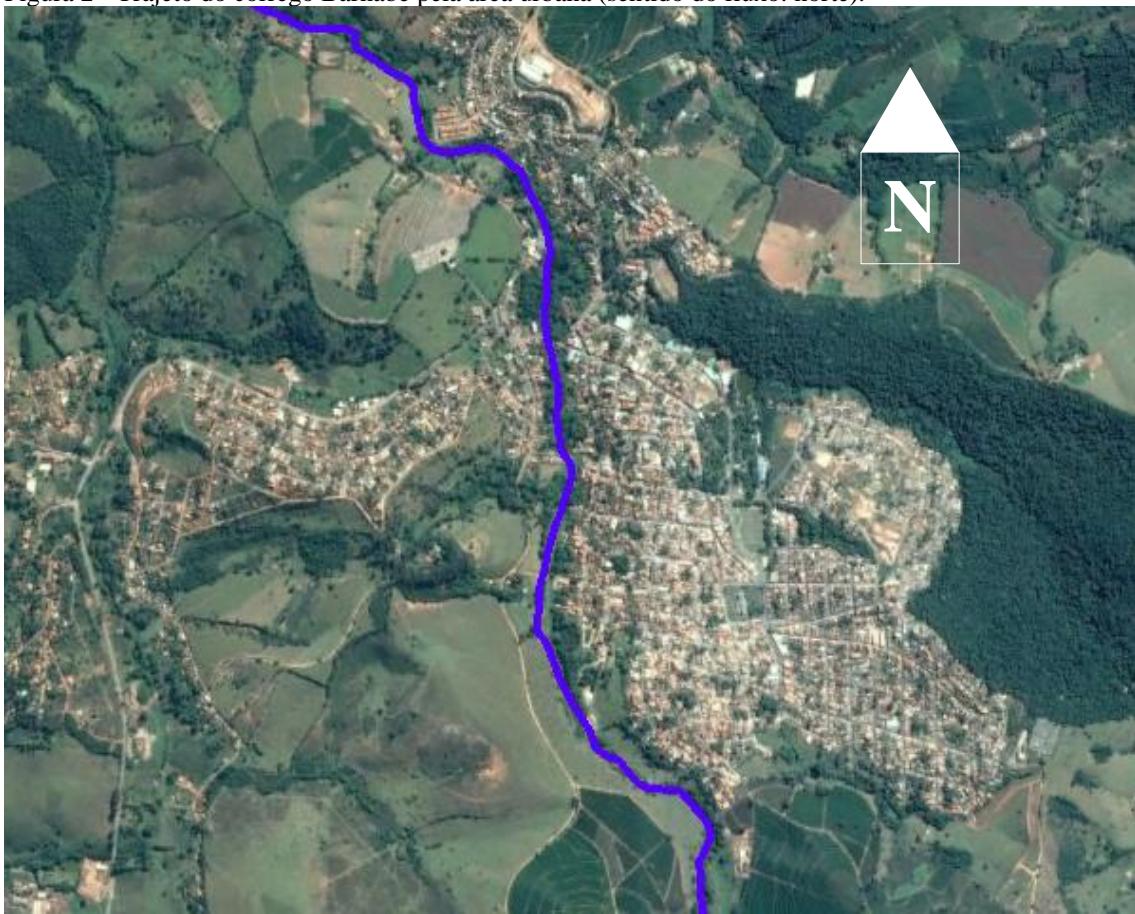
Por fim, para os bairros Jardim Marimbeiro, Jardim Cambuquira e Horizonte Verde, já existem projetos de rede coletora elaborados pela COPASA. Foram projetados 18.668 metros de rede coletora, diâmetro 150mm em PVC, e previstas 403 ligações prediais. No entanto, não há previsão para inicio das obras de implantação.

De acordo com a COPASA, o município possui 458 poços de visita, 136 pontas secas (início de trecho com vazão montante zero), e cerca de 2700 ligações prediais.

3.3 A atual situação do córrego Barnabé

O córrego do Barnabé tem cota de início em área urbana de 941 metros, cota final em área urbana de 898 metros e desnível de 43 metros, segue para o rio São Bento, que posteriormente deságua no Rio Verde.

Figura 2 - Trajeto do córrego Barnabé pela área urbana (sentido do fluxo: norte).

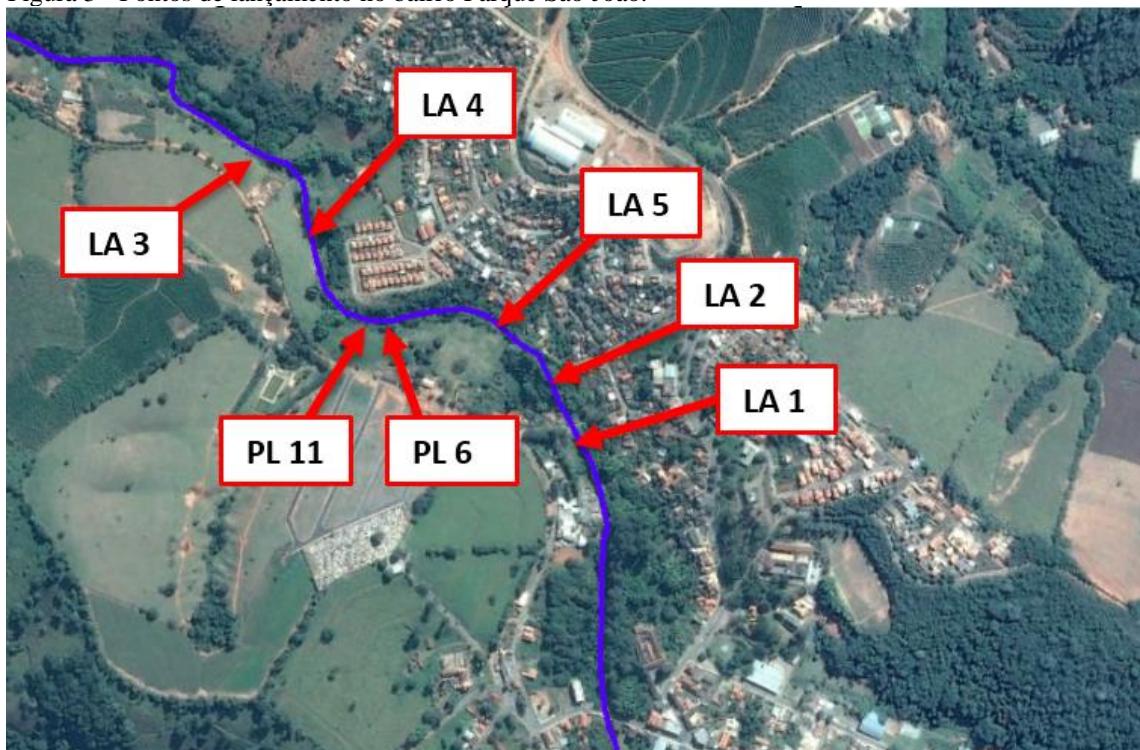


Fonte: (Adaptação GOOGLE EARTH, 2017).

Por não possuir um sistema de afastamento e tratamento no município, o esgoto do município é lançado *in natura* em cursos d’água. O córrego denominado “Barnabé”, é o curso d’água que recebe quase todo o esgoto gerado na cidade. O ponto com o maior volume de lançamento está localizado no bairro Parque São João, onde, como pode se observar na folha 1 do mapa no anexo A, os dois principais coletores lançam os efluentes de esgoto de praticamente toda a população atendida pela rede coletora. Ao longo de seu trajeto pela área urbana do município, o córrego Barnabé recebe lançamentos de efluentes de outros pontos, advindos de pequenos trechos de rua locais, como pode ser observado na folha 3 do mapa no anexo A. Uma porcentagem pequena de esgoto, referente a alguns poucos domicílios, é disposta na área central do município, no córrego das águas, localizado próximo ao Parque das Águas e ao Estádio Municipal.

Na figura a seguir, pode-se observar os pontos principais de lançamento *in natura* de esgoto no córrego Barnabé, nas imediações do bairro Parque São João, ao norte da cidade. As numerações dos pontos de lançamento estão conforme consta no mapa de levantamento da rede existente, do anexo A.

Figura 3 - Pontos de lançamento no bairro Parque São João.



Fonte: (Adaptação Google Earth, 2017).

Os pontos de lançamento se localizam bem próximos à moradias. Nas proximidades constatou-se forte mal cheiro advindo do córrego, o que proporciona grande desconforto e insatisfação dos moradores próximos. Na figura 7 pode-se ver a presença de construções próximas a um dos pontos de lançamento, além dos metros finais de um tubo que deságua no córrego.

Figura 4 – Construções próximas ao córrego.



Fonte: (O autor, 2018).

O córrego do Barnabé praticamente não apresenta assoreamento, e de 96% a 98% do esgoto depositado se apresenta no estado líquido. Os outros 4% a 2% não apresenta problema de assoreamento na área urbana.

Figura 5 - Leito do córrego na região de lançamento de esgoto.



Fonte: O autor, 2018.

Não existe canalização em nenhum trecho ao longo do percurso do córrego, o que seria necessário, já que na área urbanas há grande impermeabilização do solo, o que aumenta bastante a vazão do curso d'água, sendo recorrente, durante chuvas fortes, o transbordamento e inundação de locais próximos. Nas avaliações de campo foi identificado um odor característico dos efluentes domésticos nas proximidades do lançamento *in natura* no córrego do Barnabé. Por fim, não foram identificados usos especiais a jusante da sede municipal de Cambuquirá.

3.5 Verificação da rede

Foram coletados os dados que constam no projeto de levantamento da rede coletora existente fornecido pelo engenheiro responsável pela COPASA no município. O mapa no anexo A, ao final deste artigo, contém o croqui da rede, onde consta o comprimento, declividade, diâmetro nominal, material do tubo, além dos pontos de montante e jusante dos trechos da rede coletora da cidade. Os dados foram manualmente transcritos para o *software* Excel, também ao final do artigo, no apêndice A, onde se analisou os sentidos de saída e de entrada de fluxo em cada poço de visita individualmente. Em seguida os dados foram manipulados de forma a se efetuar o cálculo das vazões atuantes em cada trecho e verificar se o diâmetro dos tubos existentes atende a vazão calculada, bem como se a rede trabalha em boa declividade, entre

outras verificações. Sendo consideradas para isso, as vazões atuais e as vazões para uma projeção futura de 20 anos.

Figura 6 - Poço de visita nº 140 no bairro Lavra (folha 7 do anexo A).



Fonte: (O autor, 2018).

3.5 Procedimentos de cálculo para as verificações

3.5.1 Projeção da população

Primeiramente foi calculada a população urbana no município. Utilizando-se de dados do Censo de 2000 e de 2010, foram obtidos os números da população no município nesses dois anos. Dessa forma foi possível estimar a população para o ano atual (2018), além da população para a projeção futura de 20 anos (2038). No Brasil, cidades com até 20 mil habitantes crescem em projeção geométrica, sendo assim foi utilizada a fórmula da projeção geométrica para estimar a população do município para o ano de 2018, e também para o ano de 2013. A fórmula exige dados populacionais de dois censos.

- Fórmula da projeção geométrica para estimativa populacional.

Primeiro determina-se a razão geométrica no período considerado:

$$Kg = \frac{\ln P2 - \ln P1}{t2 - t1}$$

Onde:

- **Kg**: razão geométrica (sem unidade).
- **P1**: população do ano do primeiro censo (habitantes).
- **P2**: população do ano do segundo censo (habitantes).
- **t1**: ano do primeiro censo (ano).
- **t2**: ano do segundo censo (ano).

Em seguida calcula-se a população para ano desejado (tx):

$$P_{tx} = P1 \cdot e^{Kg(tx - t1)}$$

A tabela a seguir contém dados populacionais para o município de Cambuquira:

Tabela 2 :- Dados populacionais do município.

População Total, por Gênero, Rural/Urbana - Município - Cambuquira - MG

População	População (1991)	% do Total (1991)	População (2000)	% do Total (2000)	População (2010)	% do Total (2010)
População total	11.508	100,00	12.538	100,00	12.602	100,00
População residente masculina	5.664	49,22	6.260	49,93	6.222	49,37
População residente feminina	5.844	50,78	6.278	50,07	6.380	50,63
População urbana	8.988	78,10	10.023	79,94	10.457	82,98
População rural	2.520	21,90	2.515	20,06	2.145	17,02

Fonte: PNUD, Ipea e FJP

Fonte: (PNUD, Ipea e FJP)

Foram utilizados os dados:

- População urbana em 2000: 10.023 habitantes.
- População urbana em 2010: 10457 habitantes.

Então seguem os cálculos:

- População urbana para o ano de 2038:

$$Kg = \frac{\ln 10457 - \ln 10023}{2010 - 2000} = 0,004238915$$

$$P_{2038} = 10023 \cdot e^{0,004238915(2038-2000)} = 11.774 \text{ habitantes}$$

- População urbana para o ano de 2018:

$$Kg = \frac{\ln 10457 - \ln 10023}{2010 - 2000} = 0,004238915$$

$$P_{2038} = 10023 \cdot e^{0,004238915(2018-2000)} = 10.818 \text{ habitantes}$$

5.4.1.1 Área urbana sem interligação da rede

Como já mencionado anteriormente, pode ser verificado nas folhas 2 e 3 do mapa de levantamento da rede coletora existente, no anexo A, existe uma área da cidade, a oeste, onde não há interligação da rede, portanto as verificações se limitarão à área onde a rede coletora existe em pleno funcionamento. Sendo assim, é necessário descontar a população residente nesta área antes de seguir para os cálculos seguintes. A densidade populacional urbana do município pode ser determinada através da equação:

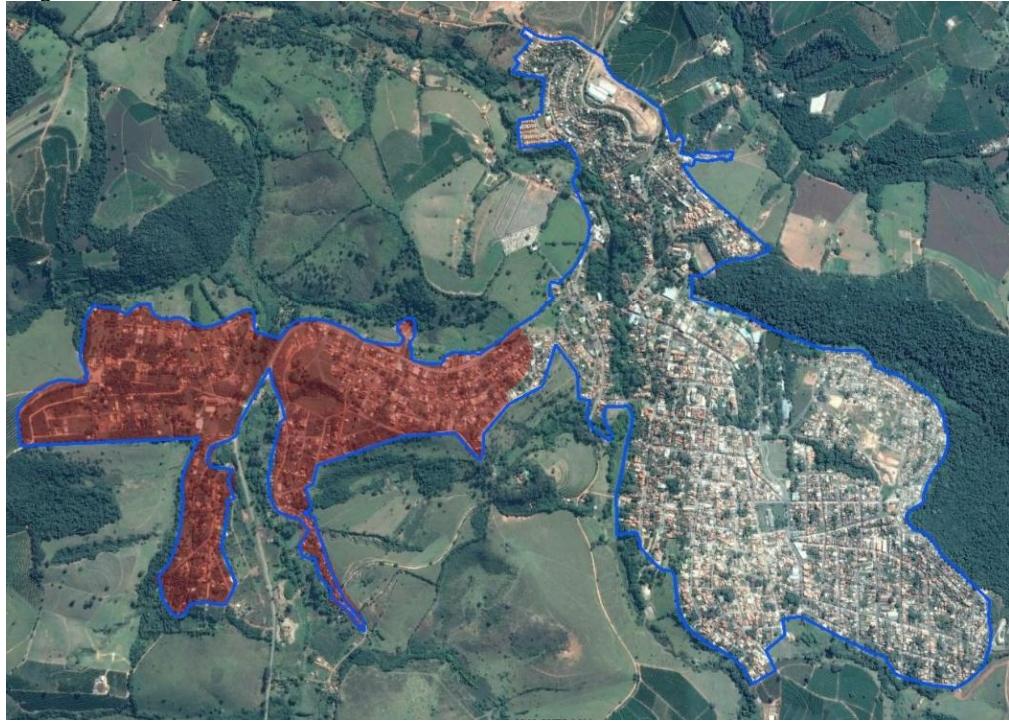
$$dp = \frac{P}{A}$$

Onde:

- **dp:** densidade populacional (hab./Km²);
- **P:** população urbana total (habitantes);
- **A:** Área urbana total (Km²);

A partir da densidade populacional, tendo-se o valor da área, é possível determinar a população residente na região destacada à esquerda no mapa a seguir (área sem rede coletora, ou rede coletora não interligada). De acordo com levantamento obtido através do Google Earth, a área desta região é igual à 1,103 Km², e a área urbana total do município é igual a 3,49 Km².

Figura 7 - Imagem de satélite com área urbana da cidade delimitada.



Fonte: (Adaptação Google Earth, 2018).

Cálculo da densidade populacional para o município de Cambuquira:

- Para início de plano (período atual): $dp = \frac{10.818}{3,49} = 3.099,71 \text{ hab./Km}^2$
- Para fim de plano (projeção futura): $dp = \frac{11.774}{3,49} = 3.376,64 \text{ hab./Km}^2$

A partir da densidade populacional, conhecendo-se a área a ser descontada, realizando a multiplicação direta da densidade pela área, tem-se que a população desta área é igual a 3.320 habitantes para o período atual (início de plano) e 3.725 habitantes para o período futuro (fim de plano). Sendo assim, a população a ser utilizada para os cálculos seguintes é igual a 7.498 habitantes para o ano de 2018, e 8.049 habitantes para o ano de 2038.

3.5.2 Vazão média diária total de efluentes de esgoto

A vazão média diária de esgoto gerada pela população urbana do município pode ser obtida através das fórmulas:

- Para início de plano (período atual): $Qdi = \frac{C \times Pi \times q \times K1}{86400}$
- Para fim de plano (projeção futura): $Qdf = \frac{C \times Pf \times q \times K1 \times K2}{86400}$

Onde:

- **Qdi / Qdf:** Vazão diária de esgoto (l/s);
- **C:** coeficiente de retorno de esgoto em relação a água potável de abastecimento (80%);
- **Pi / Pf:** População de início e fim de plano;
- **q:** Consumo médio de água por habitante (l/hab.dia);
- **K1:** coeficiente de majoração referente ao dia de maior consumo (1,2);
- **K2:** coeficiente de majoração referente a hora de maior consumo (1,5);
- **86400:** constante, equivalente ao número de segundos em um dia.

A tabela 8 a seguir mostra os valores de consumo médio diário de água potável, valor que deverá ser utilizado no cálculo.

Tabela 3 - Consumo per capita de água potável por tipo de localidade.

Porte da comunidade	Faixa da população (habitantes)	Consumo per capita (L/hab.dia)
Povoado rural	< 5.000	90 a 140
Vila	5.000-10.000	100 a 160
Pequena localidade	10.000-50.000	110 a 180
Cidade média	50.000-250.000	120 a 220
Cidade grande	>250.000	150 a 300

Fonte: (Von Sperling, 2005).

Cambuquira se enquadra no porte de pequena localidade, portanto foi adotado o consumo médio de 150 litros/hab.dia. Segue o cálculo:

- Para início de plano (2018): $Qdi = \frac{0,8 \times 7498 \times 150 \times 1,2}{86400} = 12,50 l/s$
- Para fim de plano (2038): $Qdf = \frac{0,8 \times 8049 \times 150 \times 1,2 \times 1,5}{86400} = 20,12 l/s$

3.5.3 Taxa de contribuição linear da rede coletora

A taxa de contribuição linear da rede é a média do incremento de vazão por metro de tubulação, é calculada com base na vazão total diária média de esgoto e no comprimento total da rede, e pode ser obtida através da seguinte fórmula:

$$Tx = \frac{Qd}{L} + ti$$

Onde:

- **Tx:** taxa de contribuição linear (l/s.m);
- **Qd:** Vazão diária de esgoto (l/s);
- **L:** Comprimento total da rede coletora (m);
- **ti:** Taxa de infiltração, de 0,05 a 1,0 l/s.km (NBR 9649);

Cálculo da taxa de contribuição linear para o município de Cambuquira:

O comprimento total da tubulação da rede coletora em funcionamento foi conhecido através de realização de somatório dos comprimentos dos trechos de acordo com o levantamento no anexo A, obtido no setor de engenharia da prefeitura de Cambuquira, totalizando 46.203,2 metros de tubulação. A taxa de infiltração adotada é de 0,2 l/s.Km (0,0002 l/s.m). Sendo assim, segue o cálculo:

- Para início de plano (2018): $Txi = \frac{12,50}{46203,2} + 0,0002 = 0,0004705 \text{ l/s.m}$
- Para fim de plano (2038): $Txf = \frac{20,12}{46203,2} + 0,0002 = 0,0006355 \text{ l/s.m}$

3.5.4 Cálculo do diâmetro da tubulação

Para que fosse possível verificar se a tubulação existente atende às demandas de vazões atuais e futuras (projeção para 2038), foi realizado o cálculo dos diâmetros mínimos e adotados os diâmetros comerciais para atender às vazões de cada trecho. A altura da lâmina líquida na tubulação de redes coletoras deve ser igual ou inferior a 75% ($y/D \leq 0,75$), e para que essa condição seja satisfeita o diâmetro deve ser calculado diretamente através da fórmula:

$$\text{Diâmetro mínimo (m)} = 0,3145 \times \left(\frac{Q_j}{i^{0,5}} \right)^{0,375}$$

Onde:

- **Qj:** Vazão de jusante do trecho (m^3/s);
- **i:** Declividade da tubulação (m/m);

5.4.5 Verificação da declividade mínima

O município de Cambuquira, assim como outros municípios da região, possui relevo acidentado, sendo quase todas as ruas com declividade acentuada. No entanto foi verificado se a declividade das tubulações existentes atende a declividade mínima necessária, que pode ser obtida pelas fórmulas:

- Para tubos de cerâmica ou concreto: $i_{mín} = 0,0055 \times Qj^{-0,47}$
- Para tubos de PVC: $i_{mín} = 0,0061 \times Qj^{-0,49}$

Onde, Qj é igual a vazão de jusante do trecho, em litros por segundo.

3.6 Situação geral do sistema de esgotamento do município

Os resultados das verificações trecho a trecho da rede coletora em pleno funcionamento estão resumidos no apêndice A. Onde foi possível constatar que não há problemas na rede no que diz respeito a verificações normativas, assim como também foi constatado que a rede atende, inclusive com boa margem, as demandas de vazões atuais e também para o horizonte futuro de 20 anos. Nas primeiras linhas da tabela estão os trechos da rede que terminam no lançamento no curso d'água anteriormente mencionado, córrego Barnabé. Sendo possível verificar a vazão a jusante desses trechos, tendo a dimensão do problema no sistema de esgotamento do município, onde em média cerca de 23 litros de efluentes de esgoto são lançados por segundo, sem tratamento algum.

Por outro lado, há outro grande problema no que diz respeito a abrangência da rede coletora. Boa parte da população urbana vive em residências que não possuem ligação de esgoto predial com a rede coletora pública. O município de Cambuquira faz parte do Circuito das Águas, onde há inúmeros lençóis subterrâneos de águas minerais, que podem facilmente ser contaminados devido a utilização de meios alternativos de esgotamento como as fossas.

4 MEMORIAL DESCRIPTIVO

4.1 Proposta

Para solucionar o problema ambiental encontrado no diagnóstico, propõe-se uma estação de tratamento de esgoto do tipo lagoas aeradas, seguidas de lagoas de sedimentação, para reduzir o impacto ambiental ao remover boa parte da DBO presente nos efluentes gerados no município. A proposta inclui também a implementação e adaptação do sistema de transporte dos efluentes até o local de implantação das lagoas, que se localiza em uma área estratégica ao noroeste da sede do município, às margens do córrego Barnabé.

As análises geográficas e topográficas que permitiram o desenvolvimento do trabalho foram obtidas por meio do programa *Google Earth*, de onde foram retiradas informações de distâncias, declividades de trechos de interceptores, características do local propício para construção das lagoas, etc. Os cálculos e verificações foram realizados por meio de prescrições e equações consultadas em bibliografias específicas do assunto.

4.2 Interceptor

O interceptor é uma canalização, parte integrante do sistema de esgotamento sanitário, que recolhe contribuições de uma série de coletores primários (rede coletora) diretamente ao longo do seu comprimento, não recebendo ligações prediais diretas, conduzindo os esgotos até uma estação de tratamento de esgotos de modo a evitar que desaguem em uma área a proteger, por exemplo, uma praia, um lago, um rio, etc.

Para o projeto em questão, é proposto um interceptor que terá a função de afastar e conduzir o esgoto, atualmente lançado *in natura* no córrego Barnabé, até o sistema de tratamento de esgotos.

4.3 Pré-tratamento

4.3.1 Gradeamento

O gradeamento da ETE é padronizado e composto por uma grade de barras finas, feitas em aço, dispostas sequencialmente e com inclinação de 45°. As dimensões, inclinação e o espaçamento entre as barras foram projetados de modo a permitir o fluxo normal dos esgotos,

com retenção de material e baixa perda de carga. A NBR 12.208/92 determina que unidades de pré-tratamento com vazão afluente igual ou superior a 250 L/s devem possuir sistema de limpeza mecanizada das grades. Uma vez que o presente projeto possui vazão máxima inferior a 250 L/s, optou-se pela limpeza manual do sistema de gradeamento, visto que a mecanização deste processo acarretaria custos elevados.

Estima-se que a composição do material retido na grade seja de 30% de papéis, 10% de trapos e panos, 20% de materiais diversos e 40% de material volátil. Devido à quantidade de material volátil retido no gradeamento, sugere-se que o mesmo seja removido diariamente e exposto à luz para secar e, em seguida, encaminhado a um destino adequado.

Figura 8 - Grades de pré-tratamento parcialmente obstruídas.



Fonte: (Portal Saneamento Básico, 2012).

4.3.2 Desarenador

A areia contida nos esgotos é, em sua maioria, constituída de material mineral, mas também contém reduzida quantidade de matéria orgânica putrescível, como: vegetais, gordura, pêlos, cabelos, etc.

A remoção de areia (ou desarenação) tem por finalidade eliminar ou abrandar os efeitos adversos ao funcionamento das partes componentes das instalações a jusante. A unidade de remoção de areia é comumente chamada de caixa de areia ou desarenador. O desarenador do projeto em questão possui formato retangular. Basicamente, o desarenador deve ser projetado para realizar as seguintes operações:

- Retenção da areia com características indesejáveis ao efluente;
- Armazenamento do material retido durante o período entre as limpezas;

- Remoção e transferência do material retido e armazenado para dispositivos de transporte para o destino final, dotando de condições adequadas o efluente líquido para as unidades subsequentes.

A inadequabilidade do projeto e a não obediência às recomendações técnicas constituem as principais causas das perturbações operacionais ou mau desempenho das unidades de pré-tratamento.

4.3.3 Calha Parshall

A Calha Parshall é um dispositivo de medição de vazão na forma de um canal aberto com dimensões padronizadas. Nele, a água é forçada por uma garganta relativamente estreita, sendo que o nível da água a montante da garganta é o indicativo da vazão a ser medida, independendo do nível da água à jusante.

Outra função importante da calha Parshall é manter constante a velocidade na caixa de areia instalada a montante do equipamento. Para tal, é necessário adotar um rebaixo (degrau) entre a caixa de areia e a calha Parshall.

A decisão sobre o modelo a ser utilizado para cada situação ocorre em função da vazão do projeto. Para o projeto proposto, foi adotada o modelo com estreitamento de 6 polegadas.

Figura 9 - Sequência dos elementos de pré-tratamento.



Grade de barras

Remoção de sólidos grosseiros

Desarenador

Remoção de areia

Calha Parshall
Medição de vazão

Fonte: (DIELLE, 2014).

4.4 Lagoa aerada

O sistema de lagoas aeradas é uma das formas de tratamento de esgoto que requer menor área quando comparada com as lagoas de estabilização sem aeração (facultativa e anaeróbia), além de apresentar maior simplicidade de operação do que o sistema de lodos ativados e suas variantes. Por esses motivos, as lagoas aeradas são mais viáveis para comunidades de pequeno a médio porte e em locais de terreno de baixo custo.

A lagoa aerada é do tipo aeróbia quando o sistema opera em regime de mistura completa, com aeração intensa, com turbulência suficiente para manter a biomassa em suspensão e distribuir o oxigênio dissolvido por toda a massa líquida, garantindo um processo totalmente aeróbio.

A profundidade usual nessas lagoas é de 2,5 a 5 m. Comparativamente às lagoas aeróbias facultativas, apresentam como vantagem maior eficiência, ausência de crescimento de algas e menor demanda por área. Entre as desvantagens, está o maior consumo de energia elétrica. Deve ser sempre seguida de sedimentação (ou filtração) para a remoção de sólidos suspensos do efluente.

Figura 10 - Exemplo de lagoa aerada seguida de lagoas de sedimentação.



Fonte: (PINI, 2015).

4.5 Lagoa de sedimentação

As lagoas de sedimentação são lagoas sem aeração, dispostas à jusante das lagoas aeradas, e tem a função de separar os flocos e lodos formados nas lagoas aeradas. Estes são armazenados no fundo da mesma, por tempo determinado em projeto, para posterior remoção.

Na sedimentação é recomendado tempo de detenção de 1 dia, suficiente para o acúmulo dos flocos que, uma vez bem formados, tornam esse processo mais ágil. A boa formação de flocos deve-se não só à qualidade do esgoto, mas também às boas condições físicas proporcionadas aos micro-organismos na lagoa aerada. Nas lagoas de sedimentação, a profundidade mínima deve ser de 3 metros, de tal modo que se tenha, no mínimo, 1 metro de líquido acima do lodo para não gerar odores.

4.6 Aeradores mecânicos

Os aeradores mecânicos são dispositivos elétricos, que têm a função de injetar ar no esgoto presente nas lagoas aeradas, garantindo a oxigenação, com o objetivo de suprir a carga de DBO presente, garantindo a mistura completa. Podem ser flutuantes, com fixação por cabos para serem mantidos em suas posições, ou podem ser fixos no fundo das lagoas.

Os aeradores devem ser dimensionados em função da área e do volume das lagoas aeradas, pois deve-se garantir a densidade de potência por área e volume de esgoto, para o projeto em questão foram adotados aeradores de 30 cv, conforme será demonstrado mais a frente no memorial de cálculo.

Figura 11 - Aeradores flutuantes em uma lagoa aerada.



Fonte: (Direct Industry, 2011).

4.7 Principais Equações utilizadas nos dimensionamentos

4.7.1 Verificação e dimensionamento de Interceptores

4.7.1.1 Diâmetro da tubulação

$$\text{Diâmetro mínimo (m)} = 0,3064 \times \left(\frac{Q_j}{i^{0,5}} \right)^{0,375}$$

- **Q_j**: Vazão de jusante do trecho (m³/s);
- **i**: Declividade da tubulação (m/m);

4.7.1.2 Declividade mínima

$$i_{mín} = 0,00035 \times Qj^{-0,47}$$

- **Q_j**: Vazão de jusante do trecho (l/s).

4.7.2 Dimensionamento das lagoas aeradas

4.7.2.1 Volume mínimo para lagoas

$$V_{LA} = \Theta_H \times Q_0$$

- **V_{LA}**: Volume (m³);
- **Θ_H**: Tempo de detenção (dias);
- **Q₀**: Vazão diária de esgoto (m³/dia).

4.7.2.2 DBO de saída no efluente

$$S_e = S_0 \times (1,0 - t_{DBOrem.})$$

- **S_e**: DBO de saída no efluente (mg/L);

- **S₀:** DBO média na entrada da estação (mg/L);
- **t_{DBOrem.}:** Porcentagem de remoção de DBO adotada (%);

4.7.2.3 Concentração de sólidos voláteis na lagoa

$$X_V = \frac{Y \times (S_0 - S_e)}{1 + (K_d \times f_b \times \Theta_H)}$$

- **X_v:** Concentração de sólidos voláteis (mg/L);
- **Y:** Coeficiente de síntese celular (KgSSV produzido/KgDBO removida);
- **S₀:** Concentração da DBO no esgoto afluente à lagoa (mg/L);
- **S_e:** Concentração da DBO solúvel no efluente do reator (mg/L);
- **K_d:** Coeficiente de respiração endógena;
- **f_b:** Fração biodegradável de X_v;
- **Θ_H:** Tempo de detenção hidráulico (dias).

4.7.2.4 Concentração de sólidos totais na lagoa

$$X = \frac{X_v}{0,9}$$

- **X_v:** Concentração de sólidos voláteis (mg/L);
- **X:** Concentração de sólidos totais (mg/L);

4.7.2.5 Estimativa da produção de sólidos suspensos voláteis

$$P_{XVlíquida} = Y_{obs.} \times Q_0 \times (S_0 - S_e)$$

- **P_{XVlíquida}:** Produção diária de sólidos suspensos voláteis (Kg/dia);
- **Y_{obs.}:** Coeficiente determinado por: $\frac{Y}{1 + (K_d \times f_b \times \Theta_H)}$;
- **Q₀:** Vazão diária de esgoto (m³/dia).
- **S₀:** Concentração da DBO no esgoto afluente à lagoa (mg/L);
- **S_e:** Concentração da DBO solúvel no efluente do reator (mg/L);

4.7.2.6 Estimativa da produção de sólidos totais em um ano

$$P_{X\text{ líquida}, 1 \text{ ano}} = \frac{P_{X\text{ líquida}} \times 365}{0,75}$$

- **P_X líquida:** Produção diária de sólidos suspensos voláteis (Kg/dia);
- **P_X líquida, 1 ano:** Produção anual de sólidos totais (Kg/ano);

4.7.3 Dimensionamento do sistema de aeração

4.7.3.1 DBO de entrada e saída para a temperatura média de verão

$$\begin{aligned} DBO_{tmv, \text{entrada}} &= S_0 \times 1,047^{(tmv - 20)} \\ DBO_{tmv, \text{saída}} &= S_e \times 1,047^{(tmv - 20)} \end{aligned}$$

- **DBO_{tmv,entrada}:** DBO de entrada para a temperatura média de verão (Kg/m³);
- **DBO_{tmv,sáida}:** DBO de saída para a temperatura média de verão (Kg/m³);
- **S₀:** Concentração da DBO no esgoto afluente à lagoa (mg/L);
- **S_e:** Concentração da DBO solúvel no efluente do reator (mg/L);
- **tmv:** Temperatura média de verão (°C).

4.7.3.2 DBO removida para temperatura média no verão

$$DBO_{remov, tmv} = DBO_{tmv, \text{entrada}} - DBO_{tmv, \text{saída}}$$

- **DBO_{tmv,entrada}:** DBO de entrada para a temperatura média de verão (Kg/m³);
- **DBO_{tmv,sáida}:** DBO de saída para a temperatura média de verão (Kg/m³);
- **DBO_{remov,tmv}:** DBO removida para a temperatura média de verão (Kg/m³);

4.7.3.3 Carga de DBO diária removida

$$Carga \ de \ DBO \ diária \ removida = Q_0 \times DBO_{remov, tmv}$$

- **DBO_{remov,tmv}:** DBO removida para a temperatura média de verão (Kg/m³);

- **Q₀**: Vazão diária de esgoto (m³/dia).

4.7.3.5 Necessidade total média de O₂ de pico

$$Nec. \text{ total } \text{média } \text{de } O_2 \text{ de pico} = (1,2 \times \text{Carga de DBO diária removida}) \times 1,66$$

- **DBO_{remov,tmv}**: DBO removida para a temperatura média de verão (Kg/m³);

4.7.3.5 Cálculo da potência necessária para os aeradores mecânicos

$$P_{neces.} = \frac{\text{Nec. total } \text{média } \text{de } O_2 \text{ de pico}}{N_0 \times \lambda}$$

- **P_{neces.}**: Potência necessária (CV);
- **N₀**: Capacidade de transferência de O₂ pelos aeradores;
- **λ**: Fator de correção de N₀ para condições de campo.

4.7.4 Dimensionamento das lagoas de sedimentação

4.7.4.1 Cálculo do total de lodo retido

$$\Delta X_{2 \text{ anos}} = 2 \times (0,25 \times P_{X\text{líquida},1 \text{ ano}}) + 1,6 \times (0,4 \times 0,75 \times P_{X\text{líquida},1 \text{ ano}})$$

- **P_{Xlíquida,1 ano}**: Produção anual de sólidos totais (Kg/ano);
- **ΔX_{2 anos}**: Total de lodo retido em 2 anos (Kg).

4.7.4.2 Cálculo do volume total de sólidos presente no lodo

$$V_{lodo,2 \text{ anos}} = \Delta X_{2 \text{ anos}} \times c_X$$

- **V_{lodo,2 anos}**: Volume total de sólidos presente no lodo (m³);
- **ΔX_{2 anos}**: Total de lodo retido em 2 anos (Kg).
- **c_x**: Concentração de sólidos totais no lodo (%).

4.7.4.3 Cálculo do volume necessário para a lagoa de sedimentação

$$V_{LS} = V_{lodo,2\ anos} + Q_0$$

- **V_{LS}**: Volume útil necessário para a lagoa (m³);
- **V_{lodo,2 anos}**: Volume total de sólidos presente no lodo (m³);
- **Q₀**: Vazão diária de esgoto (m³/dia).

4.7.5 Dimensionamento da calha Parshall

4.7.5.1 Fórmula geral da calha Parshall

$$Q = K \times H^N$$

- **Q**: Vazão (m³/s);
- **H**: altura (m).

Tabela 4 - Coeficientes da fórmula da calha Parshall.

Largura Nominal	N	K
3"	1,547	0,176
6"	1,580	0,381
9"	1,530	0,535
1'	1,522	0,690
1 1/2'	1,538	1,054
2'	1,550	1,426

Fonte: (Arantes, 2011).

4.7.5.2 Cálculo do rebaixo à entrada da calha Parshall

$$\frac{Q_{mín}}{Q_{máx}} = \frac{H_{mín} - Z}{H_{máx} - Z}$$

- **Q_{mín}**: Vazão mínima (m³/s);
- **Q_{máx}**: Vazão máxima (m³/s);

- **Hmín:** altura mínima (m);
- **Hmáx:** altura máxima (m);
- **Z:** altura do rebaixo (m).

4.7.6 Dimensionamento do gradeamento

4.7.6.1 Determinação da eficiência da grade

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

- **E:** Eficiência;
- **a:** Afastamento das barras da grade (mm);
- **t:** diâmetro das barras da grade (mm);

4.7.6.2 Cálculo da área útil (A_u) e área da Seção do Canal (S)

$$A_u = \frac{Q_{máx}}{v} \quad S = \frac{A_u}{E}$$

- **Au:** Área útil (m^2);
- **S:** Área da seção do canal (m^2);
- **v:** Velocidade de passagem do esgoto (m/s);
- **E:** Eficiência.

4.7.6.3 Determinação da largura do canal da grade

$$b = \frac{S}{H_{máx} - Z}$$

- **b:** Largura do canal (m);
- **S:** Área da seção do canal (m^2);
- **Hmáx:** altura máxima (m);
- **Z:** altura do rebaixo (m).

4.7.6.4 Verificação da perda de carga na grade

$$\Delta H = 1,43 \frac{v^2 - v_0^2}{2g}$$

- **ΔH** : Perda de carga (m);
- **v**: Velocidade do esgoto passando pela grade adotada (m/s);
- **v_0** : Velocidade mínima (m/s);
- **g**: Aceleração da gravidade (m/s^2).

4.7.7 Dimensionamento do desarenador

4.7.7.1 Cálculo da área da seção transversal (A)

$$A = \frac{Q_{máx}}{v}$$

- **A**: Área da seção transversal (m^2);
- **$Q_{máx}$** : Vazão máxima (m^3/s);
- **v**: Velocidade do esgoto passando pelo desarenador (m/s);

4.7.7.2 Cálculo da largura do desarenador

$$B = \frac{A}{H_{máx} - Z}$$

- **B**: largura do desarenador (m);
- **A**: Área da seção do desarenador (m^2);
- **$H_{máx}$** : Altura máxima (m);
- **Z**: altura do rebaixo da calha Parshall (m).

4.7.7.3 Verificação da velocidade para Vazão mínima

$$v = \frac{Q_{mín}}{H_{mín} \times B}$$

- **v:** Velocidade (m/s);
- **$Q_{mín}$:** Vazão mínima (m^3/s);
- **$H_{mín}$:** Altura mínima (m);
- **B:** Largura do desarenador (m).

4.7.7.4 Cálculo do comprimento do desarenador

$$L = 22,5x(H_{máx} - Z)$$

- **L:** Comprimento do desarenador (m);
- **$H_{máx}$:** Altura máxima (m);
- **Z:** altura do rebaixo da calha Parshall (m).

4.7.7.5 Verificação da taxa de escoamento superficial diária

$$Te = \frac{Q}{A_s}$$

- **Te:** taxa de escoamento superficial ($m^3/m^2.\text{dia}$)
- **Q:** Vazão (m^3/dia);
- **A_s :** Área superficial do desarenador (m^2);

4.7.7.6 Altura de areia acumulada por dia no desarenador

$$h = \frac{Va}{A_s}$$

- **h:** Altura de areia acumulada em um dia (m);
- **Va:** Volume de areia acumulada diaradamente (m^3);
- **A_s :** Área superficial do desarenador (m^2);

5 MEMORIAL DE CÁLCULO

5.1 Verificação do interceptor existente

Figura 12 – Esquema proposto de interceptação dos pontos de lançamento.



Fonte: (Adaptação Google Earth, 2018).

Os dois interceptores existentes que atualmente lançam o esgoto *in natura* de quase toda a cidade no córrego Barnabé sofrem um ligeiro desvio para se conectar ao novo interceptor proposto, conforme mostra o esquema apresentado no mapa no apêndice B e também na imagem acima. Um destes dois, o mais próximo ao córrego, passará a receber a vazão dos pontos de lançamento dos bairros nos arredores (LA-01, LA-02 e LA-05), portanto, faz-se necessária a verificação dos diâmetros a partir do poço de visita que recebe o ponto de lançamento LA-01 (PV-434). A tabela a seguir apresenta essa verificação, onde pode-se constatar que, devido aos diâmetros que atualmente estão bem acima do necessário (conforme demonstrado anteriormente), não haverá necessidade de substituir as tubulações existentes por diâmetros maiores.

Tabela 5 – Verificação do interceptor existente.

VERIFICAÇÃO DOS TRECHOS FINAIS DO INTERCEPTOR EXISTENTE QUE RECEBERÁ A VAZÃO DOS PONTOS DE LANÇAMENTO PRÓXIMOS																	
		DADOS FÍSICOS DO INTERCEPTOR				Q _{mont.}	Q _{jusa.}	OBS.:	DN MÍN. DE CÁLC. (mm)	DN MÍN. COM. (mm)	VERIF. DO DN	DADOS COMPLEMENTARES					
TRECHO		L (m)	i (m/m)	DN	Mat.							DECLIV. MÍN. (m/m)	DECLIV. MÍN. (m/m)	y/D	V (m/s)	V crítica (m/s)	tensão tratativa (Pa)
PV 434	PV 435	96,50	0,0078	200	MCS	9,90	9,90	RECEBE LA-01	138,43	150	OK	0,0019	OK	0,40	0,83	2,60	3,4
PV 435	PV 436	140,15	0,0084	200	MCS	10,63	10,63	RECEBE LA-02	140,21	150	OK	0,0018	OK	0,42	0,88	2,64	3,9
PV 436	PV 458	89,88	0,0098	200	MCS	11,25	11,25	RECEBE LA-05	139,14	150	OK	0,0018	OK	0,48	1,18	2,70	4,3
PV 458	PV 457	91,15	0,0043	200	MCS	11,25	11,25	--	162,38	200	OK	0,0018	OK	0,66	1,36	2,68	6,5

Fonte: (Autor, 2018).

5.2 Dimensionamento do interceptor proposto

Os demais pontos de lançamento apresentados anteriormente (LA-04 e LA-03) serão interceptados pelo novo interceptor proposto, que por sua vez conduzirá os efluentes anteriormente lançados in natura no córrego nas imediações do bairro Parque São João até o sistema de lagoas aeradas proposto. O novo interceptor capta também as vazões de jusante dos interceptores existentes. Para seu dimensionamento foram utilizadas as vazões levantadas previamente, e os dados topográficos foram obtidos por meio do *Google Earth*. O mapa que apresenta o traçado do interceptor com a localização dos poços de visita junto da planilha de dimensionamento se encontra no apêndice B. O traçado do perfil longitudinal se encontra no apêndice C.

Como se pode observar na planilha de dimensionamento, em alguns trechos o diâmetro mínimo comercial necessário poderia ser de 250, 200 ou até mesmo 150 milímetros, porém, devido ao fato de os interceptores existentes (em vermelho no mapa) terem diâmetro nominal de 300mm, conforme já visto nos mapas de levantamento da rede existente no município, foi adotado o diâmetro de 300mm para todos os trechos deste novo interceptor, uma vez que não se deve diminuir o diâmetro de uma tubulação contígua a uma de diâmetro maior.

5.3 Dimensionamento da estação de tratamento de esgoto

A sequência de dimensionamento da estação de tratamento de esgoto é composta pelo dimensionamento das lagoas aeradas, dimensionamento do sistema de aeração, e dimensionamento das lagoas de sedimentação.

5.3.1 Dimensionamento das lagoas aeradas

A lagoa em questão receberá a soma das vazões de fim de plano referentes aos pontos de lançamento LA 01, LA 02, LA 03, LA 04, PL 06 e PL 11, que são atualmente lançadas *in natura* no Córrego Barnabé, e deverão ser desviados e encaminhados até a lagoa por meio do interceptor proposto. A tabela a seguir mostra as vazões que serão consideradas para o dimensionamento das lagoas.

Tabela 6 - Vazões de dimensionamento das lagoas.

Pontos de lançam.	Vazão à jusante no início de plano (2018) (l/s)	Vazão à jusante no final de plano (2038) (l/s)
LA 01	3,93	5,45
LA 02	0,54	0,73
LA 03	0,58	0,78
LA 04	0,29	2,72
LA 05	0,46	0,62
PL 06	3,49	4,71
PL 11	13,37	15,95
TOTAL:	22,66	30,96

Fonte: (Autor, 2018).

A soma das vazões jusantes dos pontos de lançamento é igual 30,96 l/s (2.674,94 m³/dia), esse valor será utilizado no dimensionamento.

Segundo Von Sperling (1996), a DBO média de um esgoto doméstico é de 300 mg/L, e esse será o valor adotado para o dimensionamento.

- a) Cálculo do volume (V_{LA}), área (A_{LA}) e quantidade de sólidos voláteis (X_v) para a lagoa aerada:

Adotando-se tempo de detenção (Θ_H) = 3 dias, temos:

$$V_{LA} = 3 \times 2.674,94 = 8.024,83 \text{ m}^3$$

Propõe-se a divisão do volume em duas lagoas de iguais dimensões. Devendo as paredes da lagoa terem uma inclinação de 2:1 (2H:1V), sabe-se que o volume da lagoa possui formato de tronco de pirâmide. Adotando a profundidade de 3,5m, é possível utilizar as dimensões de 50,0m x 33,4m para o espelho d'água de cada lagoa (área de 1670,0m²), e devido a inclinação das paredes as dimensões do fundo da lagoa são de 36,0m x 19,4m (área de 698,4m²), resultando num volume para cada lagoa aerada conforme calculado a seguir pela equação do volume de tronco de pirâmide:

$$V_{LA} = \frac{3,5}{3} \times (1670 + (1670 \times 698,4)^{0,5} + 698,4) = 5.023,09 \text{ m}^3$$

Com isso, temos um novo volume total de 8.046,18 m³, e um novo tempo de detenção (Θ_H) = 3,01 dias.

Adotando-se um coeficiente de síntese celular (Y) igual à 0,7 KgSSV produzido/KgDBO removida, um coeficiente de respiração endógena (K_d) igual à 0,09 d⁻¹, uma fração biodegradável de X_v igual à 0,76 e considerando ainda uma eficiência de remoção de DBO de 80%, podemos calcular a DBO de saída no efluente:

$$S_e = 300 \times (1,0 - 0,8) = 60 \text{ mg/L} = 0,06 \text{ mg/L}$$

Uma vez obtido o valor de S_e, pode-se estimar a quantidade de sólidos voláteis (X_v) e sólidos totais (X):

$$X_v = \frac{0,7 \times (0,3 - 0,06)}{(1 + (0,09 \times 0,76 \times 3,01))} = 0,139 \text{ Kg/m}^3$$

$$X = \frac{0,139}{0,9} = 0,155 \text{ Kg/m}^3$$

b) Estimativa da produção de sólidos suspensos voláteis (P_{X líquida}):

$$Y_{obs} = \frac{0,7}{(1 + 0,09 \times 0,76 \times 3,01)} = 0,58 \text{ dia}^{-1}$$

$$P_{XV \text{ líquida}} = 0,58 \times 2.674,94 \times (0,3 - 0,06) = 372,35 \text{ Kg/dia}$$

$$P_{X \text{ líquida, 1 ano}} = \frac{372,35 \times 365}{0,75} = 135.907,75 \text{ Kg/ano}$$

5.3.2 Dimensionamento do sistema de aeração

a) Cálculo da necessidade total de O₂:

A altitude média do local estratégico para localização do sistema de lagoas é de 870m. Segundo dados do *Climate-data*, a temperatura médio no inverno e no verão para o município de Cambuquira são respectivamente 16°C e 22,1°C.

Segundo Nuvolari (2011), pode-se considerar a necessidade de O₂ igual à 1,2 Kg de O₂ por quilograma de DBO removida para as lagoas areadas. Deve-se adotar a temperatura média de verão, que é a situação mais crítica em termo de necessidade de O₂. Neste caso há a necessidade de corrigir a DBO média para a temperatura de 22,1°C, que é a temperatura média no verão do município de Cambuquira:

$$DBO_{22,1^\circ} (\text{entrada}) = 0,3 \times 1,047^{(22,1-20)} = 0,33 \text{ Kg/m}^3$$

$$DBO_{22,1^\circ} (\text{saída}) = 0,06 \times 1,047^{(22,1-20)} = 0,066 \text{ Kg/m}^3$$

Pode-se então calcular a DBO removida para essa temperatura de 22,1°C:

$$DBO_{remov} = 0,33 - 0,066 = 0,265 \text{ Kg/m}^3$$

Sendo a vazão total de esgoto recebido igual à 2.674,94 m³/dia, podemos calcular a quantidade total de DBO removida e por fim a necessidade total média diária de O₂:

$$\text{Carga de DBO diária removida} = 2.674,94 \times 0,265 = 708,86 \text{ Kg/dia}$$

$$\text{Nec. total média de } O_2 = 1,2 \times 708,86 = 850,63 \text{ Kg } O_2/\text{dia}$$

Segundo Nuvolari (2011), deve-se considerar um acréscimo da ordem de 66% na necessidade média de O₂ devido à vazão de pico, sendo assim temos:

$$\text{Nec. total de pico de } O_2 = 1,66 \times 850,63 = 1.412,05 \text{ Kg } O_2/\text{dia} = 58,84 \text{ Kg } O_2/\text{hora}$$

b) Cálculo da potência necessária (P_{neces.}) para os aeradores mecânicos:

Para o cálculo da potência é necessário definir o valor de N da equação da potência, que é o produto de N₀ e λ, que são respectivamente a capacidade de transferência de O₂ pelos aeradores e um coeficiente de correção do N₀ relativo às condições de altitude e temperatura em campo. De acordo com Nuvolari (2011), pode-se adotar para aeradores de alta rotação, N₀ igual à 0,8 Kg O₂/CV.h. Resta então definir o coeficiente λ.

Adotando $\alpha = 0,85$, $\beta = 0,95$, $C_L = 2,0 \text{ mg/L}$ e sendo $T = 22,1^\circ\text{C}$ (temperatura média de verão), resta então definir o valor de C_{sw} , este deve ser obtido por meio da tabela a seguir:

Tabela 7 - Valores de C_{sw} .

Temperatura ($^\circ\text{C}$)	Altitude (m)	C_{sw} - Concentração de saturação de O_2 (mg/L)
0°	0	14,6
	500	13,8
	1000	13,0
	1500	12,2
10°	0	11,1
	500	10,4
	1000	9,8
	1500	9,3
20°	0	9,2
	500	8,7
	1000	8,2
	1500	7,7
30°	0	7,2
	500	6,8
	1000	6,4
	1500	6,0

Fonte: (Adaptação Nuvolari, 2011).

Para obter o valor de C_{sw} é necessário realizar interpolações para encontrar o valor referente à temperatura de $22,1^\circ\text{C}$ e altitude de 870 metros. Na tabela, para a temperatura de 20°C , interpolando para a altitude de 870m, temos que $C_{sw} = 8,33 \text{ mg/L}$. Para a temperatura de 30°C , repetindo o processo, temos que $C_{sw} = 6,504 \text{ mg/L}$. Por fim, interpolando ambos os resultados obtidos para a temperatura de $22,1^\circ\text{C}$, temos que o valor de C_{sw} que deverá ser usado nos cálculos é de $7,95 \text{ ml/L}$. Portanto, temos:

$$\lambda = 0,85 \times \frac{(0,95 \times 7,95 - 2,0) \times 1,02^{(22,1-20)}}{9,17} = 0,64$$

Por fim podemos finalmente calcular a potência necessária para os aeradores mecânicos:

$$P_{neces.} = \frac{58,84}{0,8 \times 0,64} = 115 \text{ CV}$$

c) Número de aeradores mecânicos por lagoa:

Sendo a potência necessária total para o sistema igual a 115 CV, uma vez que temos duas lagoas de iguais dimensões, a potência mínima por lagoa é a metade da potência total calculada, ou seja 57,5 CV por lagoa. Podemos então definir 2 aeradores por lagoa, com potência de 30 CV cada um, totalizando 60 CV por lagoa.

d) Verificação da densidade de potência resultante:

Segundo Nuvolari (2011), a densidade de potência nas lagoas aeradas deve ser superior à 4 W/m³. Para realizar a verificação basta dividir a soma das potências dos aeradores por lagoa e dividir por seu volume. Sendo 1 CV equivalente a 735,5 W, seguimos com a verificação:

$$d_p = \frac{60 \times 735,5}{4023,09} = 10,97 \text{ W/m}^3$$

Sendo a densidade encontrada acima maior que a mínima, conclui-se que esta condição está satisfeita.

e) Verificação da área e volume por aerador:

Para uma eficiência satisfatória, a área de lagoa por aerador deve ser inferior à 1000 m², enquanto o volume por aerador deve ser inferior a 6000 m³ (NUVOLARI, 2011). Sigamos com a verificação:

$$\frac{A}{aerador} = \frac{1670,0}{2} = 835 \text{ m}^2/\text{aerador}$$

$$\frac{V}{aerador} = \frac{4023,09}{2} = 2011,55 \text{ m}^3/\text{aerador}$$

Estando ambas as recomendações sobre área e volume por aerador respeitadas, esta verificação também está satisfeita.

5.3.3 Dimensionamento da lagoa de sedimentação

O volume da lagoa de sedimentação é a soma dos volumes de decantação e volume de armazenamento de lodo. Adotando-se um tempo de detenção de 1 dia, o volume referente a decantação é igual a vazão média diária de efluente de esgoto que chega no sistema, ou seja, 2.674,94 m³. Resta então definir o volume de armazenamento de lodo.

- a) Cálculo do total de lodo retido anualmente:

Tendo-se o total de sólidos voláteis suspensos produzido anualmente (P_X líquida, 1 ano) calculado anteriormente, podemos determinar o total de lodo retido em ano (considerando limpeza do lodo da lagoa de sedimentação a cada 2 anos):

$$\Delta X_{2\text{ anos}} = (0,5 \times 135.907,75) + 0,6 \times (0,3 \times 135.907,75) + (0,3 \times 135.907,75)$$

$$\Delta X_{2\text{ anos}} = 133.189,59 \text{ Kg}$$

- b) Cálculo do volume total de sólidos presente no lodo:

Segundo Pereira (2011), lodos, em geral, apresentam concentração de sólidos totais entre 1,5 e 3,0%. Adotando-se um percentual de 1,8%, temos:

$$V_{lodo,2\text{ anos}} = 133.189,59 \times 0,018 = 2.397,41 \text{ m}^3/\text{ano}$$

- c) Volume necessário para a lagoa de sedimentação:

Tendo-se calculado o volume de decantação e o volume total de lodo, basta então somar os dois valores para obter o volume útil mínimo necessário para a lagoa de sedimentação:

$$V_{LS} = 2.674,94 + 2.397,41 = 5.072,35 \text{ m}^3$$

- d) Dimensões das lagoas de sedimentação:

Propõe-se dividir o volume necessário em duas lagoas. Assim como as lagoas aeradas, as lagoas de sedimentação possuem paredes inclinadas na razão de 1:2 (1V:2H). Adotando-se

uma profundidade de 4,0m, pode-se propor duas lagoas com dimensões iguais, com espelho d'água de 33,4m x 32,4m, totalizando área de 1082,16 m², implicando nas dimensões de 17,4m x 16,4m para o fundo, devido a inclinação das paredes, totalizando área de 285,36 m². O novo volume útil pode ser obtido pela equação do volume do tronco de pirâmide:

$$V_{LS, \text{ útil}} = 2 \times \left(\frac{4,0}{3} \times (1082,16 + (1082,16 \times 285,36)^{0,5} + 285,36) \right) = 5.128,59 \text{ m}^3$$

e) Verificação do tempo de detenção:

O tempo de detenção não deve ser superior a 2 dias para lagoas de sedimentação, para evitar florescimento de algas (NUVOLARI, 2011). Para a verificação, basta dividir o volume útil das lagoas de sedimentação pelo volume de decantação:

$$\Theta_H = \frac{5.128,59}{2.674,94} = 1,92 \text{ dias}$$

Estando o valor encontrado dentro do recomendado, esta condição está satisfeita.

5.3.5 Observações quanto a dimensão das lagoas

É recomendado que exista uma altura seca de 80 cm entre o nível do espelho d'água e o nível do terreno onde se encontram as lagoas. Por esse motivo, em razão da inclinação das paredes da lagoa, haverá uma margem de 1,60 m tanto nas lagoas aeradas quanto nas lagoas de sedimentação, o que definirá a área total do terreno ocupada por cada uma delas.

- Lagoas aeradas: $A_t = (50 + 2 \times 1,6) \times (33,4 + 2 \times 1,6) = 1.947,12 \text{ m}^2$
- Lagoas de sedimentação: $A_t = (33,4 + 2 \times 1,6) \times (32,4 + 2 \times 1,6) = 1.302,96 \text{ m}^2$

A tabela a seguir apresenta o resumo das dimensões finais das lagoas dimensionadas:

Tabela 8 - Resumo das informações geométricas das lagoas (por lagoa).

NÍVEL	LAGOAS AERADAS			LAGOAS DE SEDIMENTAÇÃO		
	COMP. (m)	LARG. (m)	ÁREA (m ²)	COMP. (m)	LARG. (m)	ÁREA (m ²)
BORDA	53,20	36,60	1947,12	36,60	35,60	1302,96
ESPELHO D'ÁGUA	50,00	33,40	1670,00	33,40	32,40	1082,16
FUNDO	36,00	19,40	698,40	17,40	16,40	285,36
VOLUME ÚTIL (m³):	4023,09			2564,30		
VOLUME TOTAL (m³):	4446,93			2930,78		

Fonte: (Autor, 2018).

A representação esquemática das lagoas, com a planta baixa e cortes, se encontram no apêndice D.

5.3.6 Dimensionamento da calha Parshall

a) Adoção da calha Parshall:

Sendo 30,96 L/s a vazão média, aplicando-se os coeficientes K1 e K2 de dia e hora de pico, respectivamente iguais a 1,2 e 1,5, temos que a vazão máxima é de 55,73 L/s. Para atender vazões de 30,96 L/s a 55,73 L/s a calha Parshall recomendada é a de W = 6".

Fórmula da Calha Parshall com W = 3": $Q = 0,381 \times H^{1,58}$

- Para $Q_{\text{mín}} = 30,96 \text{ L/s} \Rightarrow H_{\text{mín}} = 0,205 \text{ m}$
- Para $Q_{\text{máx}} = 55,73 \text{ L/s} \Rightarrow H_{\text{máx}} = 0,296 \text{ m}$

b) Cálculo do rebaixo (Z) à entrada da calha Parshall:

$$\frac{30,96}{55,73} = \frac{0,205 - Z}{0,296 - Z} \Rightarrow Z = 0,092 \text{ m}$$

5.3.7 Dimensionamento do gradeamento

Foi adotado o gradeamento fino, utilizando barras de aço de 5mm de diâmetro, espaçadas em 15mm uma das outras, sendo de limpeza manual, com inclinação de 45°. Segue os cálculos de dimensionamento e verificações:

a) Determinação da eficiência da grade:

Adotando-se um gradeamento fino, barras de aço de 5mm de diâmetro, espaçadas em 14mm uma das outras, podemos verificar a sua eficiência:

$$E = \frac{15}{15 + 5} = 0,75$$

b) Cálculo da área útil (A_u) e área da Seção do Canal (S):

Adotando-se a velocidade de passagem pela grade $v = 0,7 \text{ m/s}$, temos para a área útil:

$$A_u = \frac{0,05573 \text{ m}^3/\text{s}}{0,7 \text{ m/s}} = 0,08 \text{ m}^2$$

Sendo assim, podemos calcular a área total do canal dividindo a área útil pela eficiência do gradeamento encontrada:

$$S = \frac{0,08}{0,75} = 0,11 \text{ m}^2$$

c) Determinação da largura do canal da grade:

$$b = \frac{0,11}{0,296 - 0,092} = 0,54 \text{ m}$$

d) Verificação de perda de carga na grade:

- Grade limpa: $\Delta H = 1,43 \frac{(0,7)^2 - (0,6)^2}{2x9,81} = 0,007 \text{ m}$

- Grade 50% obstruída: $\Delta H = 1,43 \cdot \frac{(2x0,7)^2 - (0,6)^2}{2x9,81} = 0,082 \text{ m}$

5.3.8 Dimensionamento do desarenador

a) Cálculo da área da secção transversal (A):

Adotando-se velocidade de passagem pelo desarenador igual a $0,3 \text{ m/s}$, temos:

$$A = \frac{0,05573}{0,3} = 0,1858 \text{ m}^2$$

b) Cálculo da largura do desarenador (B):

$$B = \frac{0,1858}{0,296 - 0,092} \Rightarrow B = 0,91 \text{ m}$$

c) Verificação da velocidade para Vazão mínima:

Sendo a vazão mínima igual 30,96 L/s, temos $H_{mín}=0,205 \text{ m}$, temos:

$$v = \frac{0,03096}{0,113 \times 0,91} = 0,301 \text{ m/s}$$

d) Cálculo do Comprimento (L):

$$L = 22,5 \times (0,296 - 0,092) = 4,59 \text{ m}$$

e) Verificação da taxa de escoamento superficial diária resultante:

$$Te = \frac{0,05573 \times 86400}{4,59 \times 0,91} = 1152,79 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$$

f) Cálculo do rebaixo da caixa de areia:

Adotando-se uma taxa de 30 litros de partículas arenosas por metro cúbico de afluente, e para vazão média de final de plano, $Q = 30,96 \text{ L/s}$, tem-se o seguinte volume diário de areia retida no desarenador:

$$V = 0,03 \text{ L/m}^3 \times 0,03096 \text{ m}^3/\text{s} \times 86400 = 80,25 \text{ L}$$

Portanto, temos a seguinte altura de areia acumulada diariamente no desarenador:

$$h = \frac{0,0825}{4,59 \times 0,91} = 0,02 \text{ m}$$

Adotando um período de limpeza do desarenador a cada 10 dias, podemos adotar uma altura de 0,2 m (20 cm) para o rebaixo.

O detalhe do sistema de pré-tratamento se encontra no apêndice E, englobando a calha Parshall, desarenador e gradeamento.

6 ORÇAMENTO

Foram levantados os custos com os serviços a serem realizados para a implantação do projeto proposto neste trabalho, incluindo trabalhos de escavação, instalação de tubulações, poços de visita, serviços de planialtimetria, dentre outros. A tabela a seguir apresenta os serviços considerados, juntamente dos quantitativos de materiais necessários levantados, os respectivos valores, e ao fim, o custo total final.

Tabela 9 - Orçamento do sistema proposto.

Nº	DESCRÍÇÃO DO SERVIÇO	UN.	QT.	V. /UN.	VALOR
1	SISTEMA DE COLETA E TRANSPORTE DE ESGOTO	--	--	--	--
1.1	LOCACÃO DE ADUTORAS, COLETORES TRONCO E INTERCEPTORES – ATÉ DN 500 MM	M	2347,10	R\$ 2,00	R\$ 4.694,20
1.2	LOCACAO E NIVELAMENTO DE EMISSARIO/REDE COLETORA COM AUXILIO DE EQUIPAMENTO TOPOGRAFICO	M	411,10	R\$ 1,66	R\$ 682,43
1.3	ESCAVACAO MECANICA DE VALA EM MATERIAL 2A. CATEGORIA DE 2,01 ATE 4,00 M DE PROFUNDIDADE COM UTILIZACAO DE ESCAVADEIRA HIDRAULICA	M3	3447,75	R\$ 10,89	R\$ 37.546,00
1.4	TUBO DE PVC PARA REDE COLETORA DE ESGOTO DE PAREDE MACIÇA, DN 200 MM, JUNTA ELÁSTICA, INSTALADO EM LOCAL COM NÍVEL BAIXO DE INTERFERÊNCIAS – FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO. AF_06/2015	M	411,70	R\$ 58,41	R\$ 24.047,40
1.5	TUBO DE PVC PARA REDE COLETORA DE ESGOTO DE PAREDE MACIÇA, DN 300 MM, JUNTA ELÁSTICA, INSTALADO EM LOCAL COM NÍVEL BAIXO DE INTERFERÊNCIAS – FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO. AF_06/2015	M	2347,10	R\$ 156,01	R\$ 366.171,07
1.6	REATERRO MECANIZADO DE VALA COM RETROESCAVADEIRA (CAPACIDADE DA CAÇAMBA DA RETRO: 0,26 M³ / POTÊNCIA: 88 HP), LARGURA ATÉ 0,8 M, PROFUNDIDADE DE 1,5 A 3,0 M, COM SOLO DE 1ª CATEGORIA EM LOCAIS COM ALTO NÍVEL DE INTERFERÊNCIA.	M3	3268,94	R\$ 11,18	R\$ 36.546,75
1.7	POÇO DE VISITA CIRCULAR PARA ESGOTO, EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO, DIÂMETRO INTERNO = 1,0 M, PROFUNDIDADE DE 1,50 A 2,00 M, EXCLUINDO TAMPÃO. AF 04/2018	UN	1	R\$ 954,74	R\$ 954,74
1.8	POÇO DE VISITA CIRCULAR PARA ESGOTO, EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO, DIÂMETRO INTERNO = 1,0 M, PROFUNDIDADE DE 2,00 A 2,50 M, EXCLUINDO TAMPÃO. AF 04/2018	UN	22	R\$ 1.110,50	R\$ 24.431,00
1.9	POÇO DE VISITA CIRCULAR PARA ESGOTO, EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO, DIÂMETRO INTERNO = 1,0 M, PROFUNDIDADE DE 2,50 A 3,00 M, INCLUINDO TAMPÃO DE FERRO FUNDIDO, DIÂMETRO DE 60 CM. AF 04/2018	UN	1	R\$ 1.567,62	R\$ 1.567,62
1.10	POÇO DE VISITA CIRCULAR PARA ESGOTO, EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO, DIÂMETRO INTERNO = 1,0 M, PROFUNDIDADE DE 3,00 A 3,50 M, INCLUINDO TAMPÃO DE FERRO FUNDIDO, DIÂMETRO DE 60 CM. AF 04/2018	UN	1	R\$ 1.651,75	R\$ 1.651,75
2	SISTEMA DE PRÉ-TRATAMENTO	--	--	--	--
2.1	FORMAS MANUSEÁVEIS PARA PAREDES DE CONCRETO MOLDADAS IN LOCO	M2	54,33	R\$ 11,90	R\$ 646,53
2.2	EXECUÇÃO DE REVESTIMENTO DE CONCRETO PROJETADO COM ESPESSURA DE 7 CM, ARMADO COM TELA, INCLINAÇÃO MENOR QUE 90°, APLICAÇÃO CONTÍNUA, UTILIZANDO EQUIPAMENTO DE PROJEÇÃO COM 6 M³/H DE CAPACIDADE.	M2	64,70	R\$ 15,67	R\$ 1.013,85
2.3	BARRA DE ACO 5,0 MM PARA GRADEAMENTO	KG	2,20	R\$ 4,72	R\$ 10,38
2.4	BARRA DE ACO 10,0 MM PARA GRADEAMENTO	KG	1,67	R\$ 4,76	R\$ 7,95
3	SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTO (LAGOAS)	--	--	--	--
3.1	LIMPEZA SUPERFICIAL DA CAMADA VEGETAL EM JAZIDA	M2	6995,16	R\$ 0,32	R\$ 2.238,45
3.2	ESCAVACAO E CARGA MATERIAL 1A CATEGORIA, UTILIZANDO TRATOR DE ESTEIRAS DE 110 A 160HP COM LAMINA, PESO OPERACIONAL * 13T E PA CARREGADEIRA COM 170 HP.	M3	14755,42	R\$ 2,93	R\$ 43.233,38
3.3	ESPALHAMENTO MECANIZADO (COM MOTONIVELADORA 140 HP) MATERIAL 1A. CATEGORIA	M2	7035,16	R\$ 0,20	R\$ 1.407,03
3.4	IMPERMEABILIZACAO DE SUPERFICIE COM GEOMEMBRANA (MANTA TERMOPLASTICA LISA) TIPO PEAD, E=2MM.	M2	7035,16	R\$ 45,95	R\$ 323.265,60
3.5	INSTALAÇÃO DE AERADORES MECÂNICOS PARA LAGOAS AERADAS, FLUTUANTE, FLUXO RÁPIDO ASCENDENTE, POTÊNCIA=30CV	UN	4	R\$ 34.790,00	R\$ 139.160,00
SINAPI - MÊS DE REFERÊNCIA: SETEMBRO/2018			TOTAL:		R\$ 1.009.276,13

Fonte: (Autor, 2018).

Como visto na tabela acima, foi realizado um levantamento dos quantitativos e serviços necessários para implementação das soluções propostas, utilizando-se do catálogo de composições analíticas do SINAPI, referente ao mês de setembro de 2018 (última versão até a conclusão deste trabalho). A exceção são os equipamentos aeradores, cuja cotação foi realizada junto a empresa Sigma Tratamento de Águas, através de contato via e-mail. O levantamento chegou a um valor total de R\$ 1.009.276,13 (um milhão nove mil duzentos e setenta e seis reais e treze centavos). A tabela a seguir apresenta um resumo dos custos por divisão do projeto proposto:

Tabela 10 - Custo por divisão do projeto proposto.

DIVISÃO DO PROJETO	CUSTO
SISTEMA DE COLETA E TRANSPORTE DE ESGOTO	R\$ 498.292,95
SISTEMA DE PRÉ-TRATAMENTO	R\$ 1.678,71
SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTO (LAGOAS)	R\$ 509.304,47
TOTAL:	R\$ 1.009.276,13

Fonte: (Autor, 2018).

A parte referente às lagoas foi a mais onerosa para o projeto, em razão principalmente da instalação da manta termoplástica (geomembrana) para impermeabilização da superfície das lagoas. É de suma importância sua utilização para que não haja infiltração do esgoto no solo, e sua consequente contaminação.

7 CONCLUSÃO

Neste trabalho foi apresentado o projeto proposto para solução dos problemas encontrados no diagnóstico realizado, com enfoque no grave problema ambiental dos efluentes de esgoto gerados por toda a cidade serem lançados in natura no denominado córrego Barnabé, que cruza o município, agravado pelo fato de os pontos de lançamento estarem localizados muito próximos à residências no bairro Parque São João ao norte da área urbana do município. A proposta prevê o afastamento e tratamento do esgoto através de lagoas aeradas seguidas de lagoas de sedimentação, implantadas em local estratégico na zona rural à noroeste da cidade. O orçamento realizado chegou a um valor acessível para os cofres públicos da prefeitura, estando dentro da realidade financeira do município, apresentando ótima relação custo-benefício. A implementação das soluções propostas melhoraria muito a qualidade de vida do cidadão cambuquirense, em especial a daqueles que vivem próximo às margens do corpo receptor, e faria com quem a cidade melhorasse sua situação nas preocupantes estatísticas relacionadas ao déficit no sistema de saneamento básico do Brasil.

REFERÊNCIAS

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

ALMEIDA, R. A. **Substratos e plantas no tratamento de esgoto por zona de raízes**. Tese (Doutorado em Agronomia: Produção Vegetal)-Escola de Agronomia e Engenharia de Alimentos, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2005. 108 p.

ANDREOLI, C., VON SPERLING, M., FERNANDES, F. Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias. Vol. 6 - Lodos de esgotos: tratamento e disposição final. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental – UFMG; Companhia de Saneamento do Paraná, 2001.

AZEVEDO NETTO, J.M. de; BOTELHO, M.H.C.; GARCIA, M. (1998) A Evolução dos Sistemas de Esgotos. Rio de Janeiro: Engenharia Sanitária, v. 22, n. 2, p.226- 228.

BENETTI, A. D.; GEHLING, G. R. Sistema combinado de esgotos: possibilidades e limitações em sua utilização. In: ASSEMBLÉIA DA ASSOCIAÇÃO NACIONAL DOS SERVIÇOS MUNICIPAIS DE SANEAMENTO, 34., 2004, Caxias do Sul, Anais..., Porto Alegre: IPH/UFRGS, 2004. P. 1-20.

BERNARDES, R.S.; SOARES, S. R. A. Esgotos combinados e controle da poluição: estratégia para planejamento do tratamento da mistura de esgotos sanitários e águas pluviais. Brasília: CAIXA, 2004.

BRASIL, Lei nº 11.445, de 05 de janeiro de 2007.

BRASIL. **Resolução CONAMA nº 357/2005**. "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". Diário Oficial [da] Republica Federativa do Brasil, Brasília, DF, nº 195, de 17 de março de 2005.

CAVINATTO, V. M. **Saneamento básico: fonte de saúde e bem-estar**. São Paulo: Ed. Moderna, 1992.

CHAGAS, W. F. **Estudo de patógenos e metais em lodo digerido bruto e higienizado para fins agrícolas, das estações de tratamento de esgotos da ilha do governador e da Penha no estado do Rio de Janeiro**. 2000. 89f. Tese de mestrado em ciências em saúde pública - Pós-Graduação da Fundação Oswaldo Cruz, Escola Nacional de Saúde Pública, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2000. Disponível em: <http://portalteses.icict.fiocruz.br/transf.php?script=thes_chap&id=00006502&lng=pt&nrm=iso>. Acessado em 29 mar 2018. Científica, 1990.

COSTA, Danilo Reis Valois. **Avaliação de custos de implantação de sistemas de esgotamento sanitário em comunidades de pequeno porte**. Feira de Santana, 2010. 76 p. Monografia apresentada no Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Feira de Santana, 2010.

DACACH, N. G. **Saneamento básico**. 3^a.ed. Rio de Janeiro : Editora Didática e Engenharia Sanitária e Ambiental – UFMG, 2007.

Estudos e modelagem da qualidade da água de rios. Belo Horizonte: Departamento de

FESTI, A.V. Águas de Chuva na Rede de Esgoto Sanitário – Suas Origens, Interferencias e Consequencias. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 23., 2005, Campo Grande-MS. *Anais...* Rio de Janeiro: ABES, 2005. 1 CD-ROM

GUIMARÃES, A. J. A.; CARVALHO, D. F. de; SILVA, L. D. B. da. **Saneamento básico.** Disponível em: . Acesso em: 15 ago. 2009.

HELLER, Léo. Relação entre saúde e saneamento na perspectiva do desenvolvimento. **Ciência & Saúde Coletiva**, Belo Horizonte, vol. 3, n.2, p.73-84, 1998.

IBGE, Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Cidades. Atualizado em fevereiro de 2010. Disponível em: <<http://www.ibge.gov.br/>>. Acesso em: 15 de abril de 2018.

IBGE. **Pesquisa Nacional por Amostra de Domicilio:** PNAD. Rio de Janeiro, 2008. Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental – UFMG, 2005.

IGAM, Instituto Mineiro de Gestão das Águas. Resumo Executivo do Plano Diretor de Recursos Hídricos da Bacia Hidrográfica do Entorno do Lago de Furnas/Instituto Mineiro de Gestão das Águas; Alago-Fupai. Belo Horizonte: IGAM, 2012.

LEAL, F. C. T. Juiz de Fora. 2008. **Sistemas de saneamento ambiental.** Faculdade de Engenharia da UFJF. Departamento de Hidráulica e Saneamento. Curso de Especialização em análise Ambiental. 4 ed. 2008. Notas de Aula.

MINISTÉRIO DAS CIDADES. **Plano Nacional de Saneamento Básico.** Brasília: Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental, 2014.

MINISTÉRIO DAS CIDADES. **Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento,** 2014. Disponível em: <<http://www.snis.gov.br/>>. Acesso em: 29 de março de 2018.

NAÇÕES UNIDAS NO BRASIL. Assembléia da ONU reconhece saneamento como direito humano distinto de direito à agua potável. **ONUBR**, 04 jan. 2016. Disponível em: <<https://nacoesunidas.org/assembleia-geral-da-onu-reconhece-saneamento-como-direito-humanodistinto-do-direito-a-agua-potavel/>>. Acesso em: 29 de março de 2018.

NETTO, Azevedo. **Manual de Hidráulica** - 8^a Edição – Editora Edgar Blucher LTDA, 1998.

NORMATIVA, Deliberação CERH/COPAM nº 01. Conselho Estadual de Política Ambiental, 2008.

NUVOLARI, A. (Coord.). **Esgoto sanitário: coleta, transporte, tratamento e reuso agrícola.** 1º Ed. São Paulo: Editora Edgard Blucher, 2003. 520 p.

NUVOLARI, Ariovaldo et al. **Esgoto Sanitário:** coleta, transporte, tratamento e reuso agrícola. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2011. 565 p.

PINTO, J. H.; CAVASSOLA, G. Universalização do Esgotamento Sanitário?, Conselho em Revista, Porto Alegre, n. 83, p. 28, jul 2011. Disponível em: <<http://www.crears.org.br/crea/revista.php>>. Acesso em: 29 de março de 2018.

PORTZ, C.S. Sistema de esgotamento combinado: adoção como fase inicial para viabilizar obras de saneamento integrando questões sanitárias e ambientais. 2009. 72f. Monografia (Graduação) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

ROCHA, M. M.; SARTI, H. L. C.; LIMA, L. F.; JUNIOR, O. C. A urbanização e a poluição dos recursos hídricos. **O Mundo da Saúde**, v. 28, n. 4, p. 388-394, 2004.

São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1999.

SAIANI, C.C.S. Restrições à expansão dos investimentos em saneamento básico no Brasil: déficit de acesso e desempenho dos prestadores. 2007. 315 f. Dissertação (mestrado em economia aplicada) — Faculdade de Economia, Administração e Contabilidade de Ribeirão Preto, Universidade de São Paulo, Ribeirão Preto, 2007.

SILVA, F. C. Saneamento do ambiente saúde e ambiente, 22 set. 2005. Disponível em: <http://www.saudepublica.web.pt/5%20Saúde%20Ambiental/Ambiente/saneamento_ambiente.htm> Acesso em: 29 mar. 2018.

TSUTIYA, M. T., ALEM SOBRINHO, P., Coleta e transporte de esgoto sanitário - 1ª Edição.

TSUTIYA, M.T.; BUENO, R.C.R. **Contribuição de Águas Pluviais em Sistemas de Esgoto Sanitário no Brasil**. Água Latinoamérica. ADIS - Asociación Dominicana de Ingeniería Sanitaria y Ambiental. jul./ago. 2004.

VIDAL, A. B. F. As perspectivas do saneamento básico no Brasil. Belo Horizonte, 118 p, 2002. Dissertação (Mestrado) – Escola de Governo da Fundação João Pinheiro.

VIEL, R. **Estudo do funcionamento da Estação de Tratamento de Esgotos do Campus da Fundação Oswaldo Cruz**. 1994. 54 f. Dissertação (Mestrado em Saúde Pública) – Faculdade Osvaldo Cruz, Rio de Janeiro, 1994.

VON SPERLING, M. Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias. Vol.1 -

VON SPERLING, Marcos. **Introdução à qualidade das águas e tratamento de esgotos**. 2. ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental Ufmg, 2005.

VON SPERLING, Marcos. **Princípios básicos do tratamento de esgotos**. 2. ed. Belo Horizonte: Ufmg, 2003. 211 p. 2 v.

ZACARIAS, R. **Consumo, lixo e educação ambiental**. Juiz de Fora: Ed. FEME, 2000.

APÊNDICE A – Tabela de verificação da rede coletora existente.

VERIFICAÇÃO DOS DIÂMETROS NOMINAIS QUANTO AO ATENDIMENTO DAS VAZÕES ATUAIS E FUTURAS DE ESGOTO

DADOS DA REDE ATUAL						VERIFICAÇÃO VAZÕES ATUAIS (2018)			VERIFICAÇÃO VAZÕES FUTURAS (2038)			DN MÍNIMO DE CÁLCULO (mm)		DN MÍN. COM. (mm)		VERIF. DO DN	DECLIV. MÍNIMA (m/m)		VERIF. DECLIV. MÍN.	DADOS COMPLEMENTARES													
TRECHO		L(m)	i (m/m)	DN	Mat.	txi (l/s.m) :	0,00047	txf (l/s.m) :	0,00064	Q trecho	Q mont.	Q jusa.	Q trecho	Q mont.	Q jusa.	AT.	FU.	AT.	FU.	AT.	FU.	AT.	FU.	AT.	FU.	AT.	FU.	AT.	FU.	V crônica (m/s)	tensão trativa (Pa)		
mont.	jusa.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32
PV032	LA001	76,80	0,0651	200	MB	0,04	3,89	3,93	0,05	5,40	5,45	65,74	74,35	100	100	OK	OK	0,0029	0,0025	OK	OK	0,16	0,18	0,019	0,022	1,41	1,56	2,60	2,81	12,5	14,6		
PV033	LA002	179,20	0,053	200	MB	0,08	0,45	0,54	0,11	0,61	0,73	47,63	47,63	100	100	OK	OK	0,0074	0,0064	OK	OK	0,10	0,10	0,012	0,012	0,95	0,95	2,09	2,09	6,6	6,6		
PV049	LA003	60,10	0,0998	200	MB	0,03	0,55	0,58	0,04	0,75	0,78	42,30	42,30	100	100	OK	OK	0,0071	0,0062	OK	OK	0,08	0,08	0,011	0,011	1,18	1,18	1,95	1,95	10,7	10,7		
PV065	LA004	87,00	0,0517	200	MB	0,04	0,25	0,29	0,06	2,67	2,72	47,85	59,82	100	100	OK	OK	0,0098	0,0034	OK	OK	0,10	0,13	0,012	0,017	0,94	1,14	2,10	2,43	6,5	8,6		
PV071	LA005	196,50	0,051	200	MB	0,09	0,36	0,46	0,12	0,49	0,62	47,97	47,97	100	100	OK	OK	0,0080	0,0069	OK	OK	0,17	0,17	0,021	0,021	0,42	0,42	2,72	2,72	1,1	1,1		
PS119	LA007	112,00	0,0714	200	MB	0,05	0,00	0,05	0,07	0,00	0,07	45,04	45,04	100	100	OK	OK	0,0219	0,0190	OK	OK	0,09	0,09	0,012	0,012	1,05	1,05	2,02	2,02	8,3	8,3		
PS120	LA008	101,50	0,0788	200	MB	0,05	0,00	0,05	0,06	0,00	0,06	44,21	44,21	100	100	OK	OK	0,0230	0,0199	OK	OK	0,09	0,09	0,011	0,011	1,09	1,09	2,00	2,00	8,9	8,9		
PS121	LA009	112,60	0,0112	150	PVC	0,05	0,00	0,05	0,07	0,00	0,07	63,74	63,74	100	100	OK	OK	0,0219	0,0190	OK	OK	0,21	0,21	0,019	0,019	0,57	0,57	2,56	2,56	2,1	2,1		
PS122	LA010	85,40	0,0468	150	PVC	0,04	0,00	0,04	0,05	0,00	0,05	48,75	48,75	100	100	OK	OK	0,0249	0,0216	OK	OK	0,15	0,15	0,014	0,014	0,94	0,94	2,19	2,19	6,3	6,3		
PV436	PL006	116,30	0,0043	300	MCS	0,05	3,44	3,49	0,07	4,64	4,71	104,69	117,19	150	150	OK	OK	0,0031	0,0027	OK	OK	0,18	0,21	0,033	0,038	0,51	0,57	3,39	3,66	1,4	1,6		
PV455	PL011	90,50	0,011	300	MCS	0,04	13,33	13,37	0,06	15,89	15,95	145,28	155,20	150	200	OK	OK	0,0016	0,0015	OK	OK	0,27	0,30	0,047	0,052	1,05	1,12	4,06	4,27	5,1	5,7		
PS001	PV001	154,30	0,0162	200	MB	0,07	0,00	0,07	0,10	0,00	0,10	59,48	59,48	100	100	OK	OK	0,0189	0,0164	OK	OK	0,13	0,13	0,016	0,016	0,63	0,63	2,39	2,39	2,6	2,6		
PV001	PV002	15,10	0,0324	200	MB	0,01	0,07	0,08	0,01	0,10	0,11	52,23	52,23	100	100	OK	OK	0,0181	0,0157	OK	OK	0,11	0,11	0,014	0,014	0,80	0,80	2,21	2,21	4,5	4,5		
PS002	PV002	146,90	0,0136	200	MB	0,07	0,00	0,07	0,09	0,00	0,09	61,46	61,46	100	100	OK	OK	0,0193	0,0168	OK	OK	0,14	0,14	0,017	0,017	0,59	0,59	2,44	2,44	2,3	2,3		
PV002	PV003	61,30	0,0408	200	MB	0,03	0,15	0,18	0,04	0,20	0,24	50,02	50,02	100	100	OK	OK	0,0124	0,0108	OK	OK	0,10	0,10	0,013	0,013	0,87	0,87	2,16	2,16	5,4	5,4		
PS004	PV003	62,40	0,016	200	MB	0,03	0,00	0,03	0,04	0,00	0,04	59,62	59,62	100	100	OK	OK	0,0289	0,0251	OK	OK	0,13	0,13	0,016	0,016	0,62	0,62	2,40	2,40	2,6	2,6		
PV003	PV004	16,70	0,1195	200	MB	0,01	0,21	0,21	0,01	0,28	0,29	40,89	40,89	100	100	OK	OK	0,0113	0,0098	OK	OK	0,08	0,08	0,010	0,010	1,26	1,26	1,91	1,91	12,3	12,3		
PS003	PV004	56,30	0,0355	200	MB	0,03	0,00	0,03	0,04	0,00	0,04	51,34	51,34	100	100	OK	OK	0,0303	0,0263	OK	OK	0,11	0,11	0,014	0,014	0,83	0,83	2,19	2,19	4,8	4,8		
PS009	PV005	95,90	0,0052	200	MB	0,05	0,00	0,05	0,06	0,00	0,06	73,60	73,60	100	100	OK	OK	0,0236	0,0205	OK	OK	0,17	0,17	0,021	0,021	0,42	0,42	2,72	2,72	1,1	1,1		
PS005	PV005	62,10	0,0322	200	MB	0,03	0,00	0,03	0,04	0,00	0,04	52,29	52,29	100	100	OK	OK	0,0289	0,0251	OK	OK	0,11	0,11	0,014	0,014	0,80	0,80	2,22	2,22	4,5	4,5		
PS006	PV006	62,30	0,0481	200	MB	0,03	0,00	0,03	0,04	0,00	0,04	48,50	48,50	100	100	OK	OK	0,0289	0,0251	OK	OK	0,10	0,10	0,013	0,013	0,92	0,92	2,12	2,12	6,1	6,1		
PV005	PV006	8,00	0,06	200	MB	0,00	0,07	0,08	0,01	0,10	0,11	46,53	46,53	100	100	OK	OK	0,0182	0,0158	OK	OK	0,09	0,09	0,012	0,012	0,99	0,99	2,07	2,07	7,2	7,2		
PS007	PV007	102,50	0,0536	200	MB	0,05	0,00	0,05	0,07	0,00	0,07	47,53	47,53	100	100	OK	OK	0,0229	0,0199	OK	OK	0,10	0,10	0,012	0,012	0,95	0,95	2,09	2,09	6,6	6,6		
PVS006	PV007	49,80	0,1306	200	MB	0,02	0,00	0,02	0,03	0,78	0,81	40,22	40,22	100	100	OK	OK	0,0321	0,0061	OK	OK	0,08	0,08	0,010	0,010	1,30	1,30	1,89	1,89	13,2	13,2		
PS008	PV008	102,30	0,0636	200	MB	0,05	0,00	0,05	0,07	0,00	0,07	46,03	46,03	100	100	OK	OK	0,0229	0,0199	OK	OK	0,09	0,09	0,012	0,012	1,01	1,01	2,05	2,05	7,6	7,6		
PV007	PV008	9,00	0,0683	200	MB	0,00	0,07	0,08	0,01	0,88	0,88	45,42	45,42	100	100	OK	OK	0,0185	0,0058	OK	OK	0,09	0,09	0,012	0,012	1,04	1,04	2,04	2,04	8,0	8,0		
PV013	PV009	60,60	0,0248	200	MB	0,03	0,13	0,16	0,04	0,96	1,00	54,92	54,92	100	100	OK	OK	0,0130	0,00														

VERIFICAÇÃO DOS DIÂMETROS NOMINAIS QUANTO AO ATENDIMENTO DAS VAZÕES ATUAIS E FUTURAS DE ESGOTO

VERIFICAÇÃO DOS DIÂMETROS NOMINAIS QUANTO AO ATENDIMENTO DAS VAZÕES ATUAIS E FUTURAS DE ESGOTO

DADOS DA REDE ATUAL					VERIFICAÇÃO VAZÕES ATUAIS (2018)			VERIFICAÇÃO VAZÕES FUTURAS (2038)			DN MÍNIMO DE CÁLCULO (mm)		DN MÍN. COM. (mm)		VERIF. DO DN	DECLIV. MÍNIMA (m/m)	VERIF. DECLIV. MÍN.	DADOS COMPLEMENTARES													
TRECHO		L (m)	i (m/m)	DN	Mat.	txi (l/s.m) :	0,00047	txf (l/s.m) :	0,000641	AT.	FU.	AT.	FU.	AT.	FU.	AT.	FU.	AT.	FU.	AT.	FU.	AT.	FU.	AT.	FU.						
mont.	jusa.					Q trecho	(l/s)	Q mont.	(l/s)	Q jusa.		Q trecho	(l/s)	Q mont.	(l/s)	Q jusa.		AT.	FU.	AT.	FU.	AT.	FU.	AT.	FU.	AT.	FU.				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32
PS 061	PV 118	125,40	0,1045	200	MB	0,06	0,00	0,06	0,08	0,00	0,08	41,93	41,93	100	100	OK	OK	0,0208	0,0181	OK	OK	0,08	0,08	0,011	0,011	1,20	1,20	1,94	1,94	11,1	11,1
PV 117	PV 118	35,50	0,0591	200	MB	0,02	0,22	0,24	0,02	0,30	0,32	46,66	46,66	100	100	OK	OK	0,0108	0,0094	OK	OK	0,10	0,10	0,012	0,012	0,99	0,99	2,07	2,07	7,2	7,2
PV 111	PV 119	129,30	0,0125	200	MB	0,06	0,26	0,32	0,08	0,35	0,43	62,44	62,44	100	100	OK	OK	0,0094	0,0081	OK	OK	0,14	0,14	0,017	0,017	0,57	0,57	2,46	2,46	2,1	2,1
PV 118	PV 119	65,10	0,0753	200	MB	0,03	0,30	0,33	0,04	0,40	0,44	44,59	44,59	100	100	OK	OK	0,0093	0,0081	OK	OK	0,09	0,09	0,011	0,011	1,07	1,07	2,01	2,01	8,6	8,6
PS 064	PV 120	145,40	0,1031	200	MB	0,07	0,00	0,07	0,09	0,00	0,09	42,04	42,04	100	100	OK	OK	0,0194	0,0168	OK	OK	0,08	0,08	0,011	0,011	1,20	1,20	1,94	1,94	11,0	11,0
PS 063	PV 120	17,30	0,1154	200	MB	0,01	0,00	0,01	0,01	0,00	0,01	41,16	41,16	100	100	OK	OK	0,0528	0,0458	OK	OK	0,08	0,08	0,010	0,010	1,25	1,25	1,92	1,92	12,0	12,0
PV 119	PV 121	101,00	0,1089	200	MB	0,05	0,65	0,70	0,06	0,88	0,94	41,61	41,61	100	100	OK	OK	0,0065	0,0057	OK	OK	0,08	0,08	0,011	0,011	1,22	1,22	1,93	1,93	11,5	11,5
PV 123	PV 122	23,90	0,0838	200	MB	0,01	0,83	0,84	0,02	1,12	1,13	43,71	43,71	100	100	OK	OK	0,0060	0,0052	OK	OK	0,09	0,09	0,011	0,011	1,11	1,11	1,99	1,99	9,4	9,4
PV 121	PV 123	50,90	0,0982	200	MB	0,02	0,70	0,72	0,03	0,94	0,97	42,43	42,43	100	100	OK	OK	0,0064	0,0056	OK	OK	0,08	0,08	0,011	0,011	1,18	1,18	1,95	1,95	10,6	10,6
PV 120	PV 123	59,30	0,1011	200	MB	0,03	0,08	0,10	0,04	0,14	0,22	42,20	42,20	100	100	OK	OK	0,0159	0,0138	OK	OK	0,08	0,08	0,011	0,011	1,19	1,19	1,95	1,95	10,8	10,8
PV 122	PV 124	72,80	0,3709	200	MB	0,03	0,84	0,87	0,05	1,13	1,18	33,07	33,07	100	100	OK	OK	0,0059	0,0051	OK	OK	0,06	0,06	0,008	0,008	1,87	1,87	1,68	1,68	29,6	30,1
PV 124	PV 125	48,10	0,104	200	MB	0,02	0,87	0,89	0,03	1,18	1,21	41,97	41,97	100	100	OK	OK	0,0058	0,0050	OK	OK	0,08	0,09	0,011	0,011	1,20	1,22	1,94	1,97	11,1	11,4
PS 065	PV 125	41,20	0,0728	200	MB	0,02	0,00	0,02	0,03	0,00	0,03	44,88	44,88	100	100	OK	OK	0,0351	0,0305	OK	OK	0,09	0,09	0,012	0,012	1,06	1,06	2,02	2,02	8,4	8,4
PV 110	PV 126	122,00	0,0007	250	MB	0,06	6,09	6,15	0,08	6,11	6,19	181,93	182,38	200	200	OK	OK	0,0023	0,0023	OK	OK	0,46	0,48	0,059	0,061	0,31	0,32	4,58	4,64	1,0	1,0
PV 125	PV 126	129,50	0,0541	200	MB	0,06	0,91	0,97	0,08	1,23	1,32	47,44	47,44	100	100	OK	OK	0,0056	0,0048	OK	OK	0,10	0,10	0,012	0,013	0,96	1,00	2,09	2,16	6,7	7,1
PV 126	PV 127	24,30	0,0411	250	MB	0,01	7,12	7,13	0,02	7,50	7,52	89,64	91,43	100	100	OK	OK	0,0022	0,0021	OK	OK	0,18	0,19	0,027	0,028	1,40	1,45	3,08	3,16	11,0	11,6
PV 135	PV 127	63,50	0,0473	200	MB	0,03	0,33	0,36	0,04	0,45	0,49	48,65	48,65	100	100	OK	OK	0,0089	0,0077	OK	OK	0,10	0,10	0,013	0,013	0,91	0,91	2,12	2,12	6,0	6,0
PV 127	PV 128	32,70	0,0153	250	MB	0,02	7,49	7,51	0,02	8,00	8,02	109,97	112,76	150	150	OK	OK	0,0021	0,0021	OK	OK	0,23	0,25	0,034	0,036	1,00	1,04	3,47	3,58	5,2	5,5
PV 136	PV 128	73,80	0,0542	200	MB	0,03	0,07	0,11	0,05	0,10	0,14	47,43	47,43	100	100	OK	OK	0,0158	0,0137	OK	OK	0,10	0,10	0,012	0,012	0,96	0,96	2,09	2,09	6,7	6,7
PV 128	PV 129	106,90	0,014	250	MB	0,05	7,61	7,66	0,07	8,17	8,24	112,69	115,78	150	150	OK	OK	0,0021	0,0020	OK	OK	0,24	0,26	0,035	0,037	0,98	1,02	3,53	3,64	4,9	5,2
PV 129	PV 130	22,80	0,0438	250	MB	0,01	7,66	7,67	0,01	8,24	8,25	91,04	93,55	100	100	OK	OK	0,0021	0,0020	OK	OK	0,18	0,19	0,027	0,029	1,46	1,53	3,11	3,21	12,0	12,8
PV 141	PV 130	100,40	0,0896	200	MB	0,05	0,14	0,18	0,06	0,18	0,25	43,16	43,16	100	100	OK	OK	0,0122	0,0106	OK	OK	0,09	0,09	0,011	0,011	1,14	1,14	1,97	1,97	9,9	9,9
PS 066	PV 131	33,80	0,0887	200	MB	0,02	0,00	0,02	0,02	0,00	0,02	43,24	43,24	100	100	OK	OK	0,0385	0,0334	OK	OK	0,09	0,09	0,011	0,011	1,14	1,14	1,98	1,98	9,8	9,8
PS 067	PV 131	43,10	0,0687	200	MB	0,02	0,00	0,02	0,03	0,00	0,03	45,37	45,37	100	100	OK	OK	0,0344	0,0298	OK	OK	0,09	0,09	0,012	0,012	1,04	1,04	2,03	2,03	8,0	8,0
PV 131	PV 132	80,60	0,1117	200	MB	0,04	0,04	0,07	0,05	0,05	0,10	41,41	41,41	100	100	OK	OK	0,0187	0,0162	OK	OK	0,08	0,08	0,010	0,010	1,23	1,23	1,92	1,92	11,7	11,7
PS 068	PV 132	82,60	0,0363	200	MB	0,04	0,00	0,04	0,05	0,00	0,05	51,13	51,13	100	100	OK	OK	0,0253	0,0220	OK	OK	0,11	0,11	0,014	0,014	0,83	0,83	2,19	2,19	4,9	4,9
PV 132	PV 133	79,30	0,1388	200	MB	0,04	0,11	0,15	0,05	0,15	0,20	39,76	39,76	100	100	OK	OK	0,													

VERIFICAÇÃO DOS DIÂMETROS NOMINAIS QUANTO AO ATENDIMENTO DAS VAZÕES ATUAIS E FUTURAS DE ESGOTO

VERIFICAÇÃO DOS DIÂMETROS NOMINAIS QUANTO AO ATENDIMENTO DAS VAZÕES ATUAIS E FUTURAS DE ESGOTO

VERIFICAÇÃO DOS DIÂMETROS NOMINAIS QUANTO AO ATENDIMENTO DAS VAZÕES ATUAIS E FUTURAS DE ESGOTO

VERIFICAÇÃO DOS DIÂMETROS NOMINAIS QUANTO AO ATENDIMENTO DAS VAZÕES ATUAIS E FUTURAS DE ESGOTO																															
DADOS DA REDE ATUAL					VERIFICAÇÃO VAZÕES ATUAIS (2018)				VERIFICAÇÃO VAZÕES FUTURAS (2038)				DN MÍNIMO DE CÁLCULO (mm)		DN MÍN. COM. (mm)		VERIF. DO DN		DECLIV. MÍNIMA (m/m)		VERIF. DECLIV. MÍN.		DADOS COMPLEMENTARES								
TRECHO		L (m)	i (m/m)	DN	Mat.	txi (l/s.m) : 0,00047			txf (l/s.m) : 0,00064			(mm)	(mm)	AT.	FU.	AT.	FU.	AT.	FU.	AT.	FU.	y/D	Rh (m)		V (m/s)		V crítica (m/s)		tensão trativa (Pa)		
mont.	jusa.					Q trecho (l/s)	Q mont. (l/s)	Q jusa. (l/s)	Q trecho (l/s)	Q mont. (l/s)	Q jusa. (l/s)			AT.	FU.	AT.	FU.	AT.	FU.	AT.	FU.	AT.	FU.	AT.	FU.	AT.	FU.	AT.	FU.		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32
PV 446	PV 447	94,00	0,0106	300	MB	0,04	12,00	12,04	0,06	14,09	14,15	140,65	149,43	150	150	OK	OK	0,0017	0,0016	OK	OK	0,26	0,29	0,045	0,049	1,00	1,07	3,98	4,18	4,8	5,2
PV 447	PV 448	69,90	0,0143	300	MB	0,03	12,96	13,00	0,04	15,39	15,44	136,83	145,95	150	150	OK	OK	0,0016	0,0015	OK	OK	0,25	0,28	0,044	0,048	1,14	1,22	3,92	4,13	6,2	6,9
PV 456	PV 448	98,70	0,1165	200	MB	0,05	0,05	0,10	0,06	0,07	0,13	41,09	41,09	100	100	OK	OK	0,0164	0,0143	OK	OK	0,08	0,08	0,010	0,010	1,25	1,25	1,92	1,92	12,1	12,1
PV 448	PV 449	85,90	0,0058	300	MCS	0,04	13,09	13,13	0,05	15,57	15,62	162,69	173,64	200	200	OK	OK	0,0016	0,0015	OK	OK	0,31	0,35	0,053	0,059	0,83	0,88	4,33	4,55	3,1	3,4
PV 449	PV 450	53,90	0,0093	300	MCS	0,03	13,13	13,16	0,03	15,62	15,66	149,02	159,06	150	200	OK	OK	0,0016	0,0015	OK	OK	0,28	0,31	0,048	0,053	0,98	1,05	4,12	4,33	4,5	4,9
PV 450	PV 451	64,10	0,0078	300	MCS	0,03	13,16	13,19	0,04	15,66	15,70	154,15	164,55	200	200	OK	OK	0,0016	0,0015	OK	OK	0,29	0,33	0,050	0,055	0,92	0,99	4,20	4,42	3,9	4,3
PV 451	PV 452	59,70	0,0084	300	MCS	0,03	13,19	13,22	0,04	15,70	15,74	152,14	162,43	200	200	OK	OK	0,0016	0,0015	OK	OK	0,29	0,32	0,049	0,054	0,95	1,01	4,17	4,38	4,1	4,6
PV 452	PV 453	79,40	0,0315	300	MCS	0,04	13,22	13,25	0,05	15,74	15,79	188,87	226,93	150	150	OK	OK	0,0016	0,0015	OK	OK	0,20	0,23	0,037	0,041	1,52	1,62	3,61	3,81	11,6	12,9
PV 453	PV 454	78,80	0,0127	300	MCS	0,04	13,25	13,29	0,05	15,79	15,84	141,09	150,68	150	200	OK	OK	0,0016	0,0015	OK	OK	0,26	0,29	0,045	0,050	1,10	1,18	3,99	4,20	5,7	6,4
PV 454	PV 455	84,00	0,006	300	MCS	0,04	13,29	13,33	0,05	15,84	15,89	162,57	173,64	200	200	OK	OK	0,0016	0,0015	OK	OK	0,31	0,35	0,053	0,059	0,84	0,90	4,33	4,55	3,2	3,5
PS 133	PV 456	108,40	0,0231	200	MB	0,05	0,00	0,05	0,07	0,00	0,07	55,65	55,65	100	100	OK	OK	0,0223	0,0193	OK	OK	0,12	0,12	0,015	0,015	0,71	0,71	2,30	2,30	3,5	3,5
PV 378	PV 457	99,40	0,0956	200	MB	0,05	1,34	1,39	0,06	1,81	1,88	42,64	46,39	100	100	OK	OK	0,0047	0,0041	OK	OK	0,09	0,11	0,012	0,014	1,22	1,36	2,03	2,19	11,1	13,0

APÊNDICE B – Mapa da rede proposta e dimensionamento do interceptor

Esquema geral da proposta de soluções

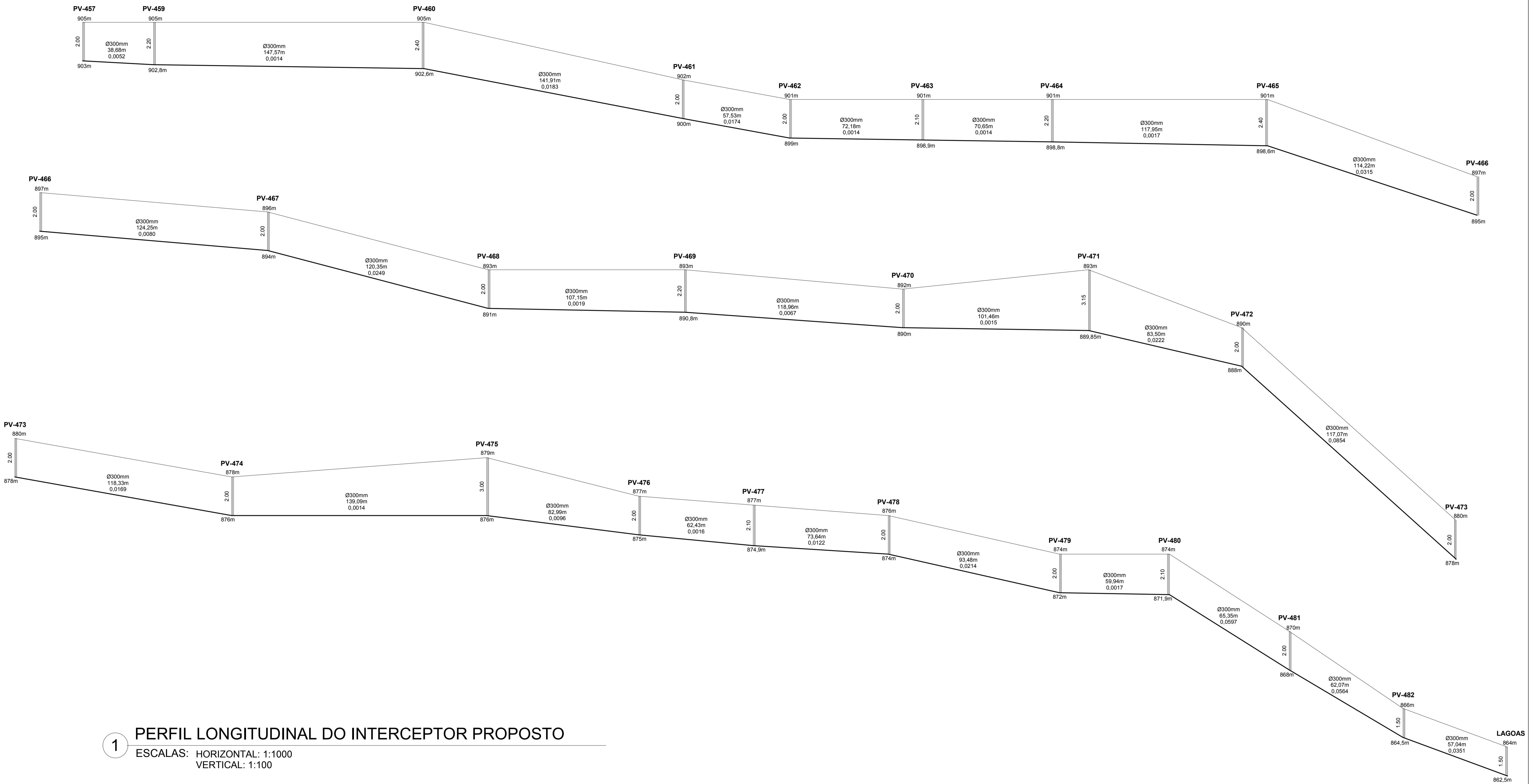
(O comprimento de trechos, cotas de PV's, diâmetros e declividades pode ser consultado nos perfis longitudinais).



COTAS DO TERRENO	
POÇO DE VISITA	COTA DO TERRENO (m)
PV-457	905,0
PV-459	905,0
PV-460	905,0
PV-461	902,0
PV-462	901,0
PV-463	901,0
PV-464	901,0
PV-465	901,0
PV-466	897,0
PV-467	896,0
PV-468	893,0
PV-469	893,0
PV-470	892,0
PV-471	893,0
PV-472	890,0
PV-473	880,0
PV-474	878,0
PV-475	879,0
PV-476	877,0
PV-477	877,0
PV-478	876,0
PV-479	874,0
PV-480	874,0
PV-481	870,0
PV-482	866,0
entrada da ETE	864,0

PLANILHA DE DIMENSIONAMENTO DO INTERCEPTOR PROPOSTO																			
Trecho		L (m)	Recebe LA	Q LA (l/s)	Q mon. (l/s)	Q jus. (l/s)	D mín. (mm)	D adot. (mm)	I (m/m)	Z terreno (m)		Z interceptor (m)		Prof. interceptor (m)		y/D	V (m/s)	Tens. trativa (Pa)	V crít. (m/s)
mont.	jusan.									mont.	jusan.	mont.	jusan.	mont.	jusan.				
PV-457	PV-459	38,68	intercep.	27,46	0,00	27,46	219,20	300	0,0052	905,00	905,00	903,00	902,80	2,00	2,20	0,44	0,93	3,54	4,92
PV-459	PV-460	147,57	-	0,00	27,46	27,46	281,76	300	0,0014	905,00	905,00	902,80	902,60	2,20	2,40	0,66	0,56	1,18	5,54
PV-460	PV-461	141,91	LA-04	2,72	27,46	30,18	179,15	300	0,0183	905,00	902,00	902,60	900,00	2,40	2,00	0,33	1,50	10,07	4,41
PV-461	PV-462	57,53	LA-03	0,78	30,18	30,96	182,66	300	0,0174	902,00	901,00	900,00	899,00	2,00	2,00	0,34	1,49	9,76	4,45
PV-462	PV-463	72,18	-	0,00	30,96	30,96	293,51	300	0,0014	901,00	901,00	899,00	898,90	2,00	2,10	0,71	0,57	1,24	5,62
PV-463	PV-464	70,85	-	0,00	30,96	30,96	292,33	300	0,0014	901,00	901,00	898,90	898,80	2,10	2,20	0,71	0,58	1,26	5,61
PV-464	PV-465	117,95	-	0,00	30,96	30,96	282,60	300	0,0017	901,00	901,00	898,80	898,60	2,20	2,40	0,66	0,62	1,48	5,55
PV-465	PV-466	114,22	-	0,00	30,96	30,96	163,38	300	0,0315	901,00	897,00	898,60	895,00	2,40	2,00	0,29	1,84	15,60	4,18
PV-466	PV-467	124,25	-	0,00	30,96	30,96	211,03	300	0,0080	897,00	896,00	895,00	894,00	2,00	2,00	0,41	1,12	5,29	4,82
PV-467	PV-468	120,35	-	0,00	30,96	30,96	170,72	300	0,0249	896,00	893,00	894,00	891,00	2,00	2,00	0,31	1,69	12,97	4,29
PV-468	PV-469	107,15	-	0,00	30,96	30,96	277,56	300	0,0019	893,00	893,00	891,00	890,80	2,00	2,20	0,64	0,65	1,60	5,51
PV-469	PV-470	118,98	-	0,00	30,96	30,96	218,26	300	0,0067	893,00	892,00	890,80	890,00	2,20	2,00	0,43	1,05	4,58	4,91
PV-470	PV-471	101,48	-	0,00	30,96	30,96	289,96	300	0,0015	892,00	893,00	890,00	889,85	2,00	3,15	0,70	0,59	1,31	5,60
PV-471	PV-472	83,50	-	0,00	30,96	30,96	174,54	300	0,0222	893,00	890,00	889,85	888,00	3,15	2,00	0,31	1,62	11,82	4,34
PV-472	PV-473	117,07	-	0,00	30,96	30,96	135,52	300	0,0854	890,00	880,00	888,00	878,00	2,00	2,00	0,22	2,63	34,09	3,75
PV-473	PV-474	118,33	-	0,00	30,96	30,96	183,63	300	0,0169	880,00	878,00	878,00	876,00	2,00	2,00	0,34	1,47	9,55	4,47
PV-474	PV-475	139,09	-	0,00	30,96	30,96	291,47	300	0,0014	878,00	879,00	878,00	876,80	2,00	3,20	0,70	0,58	1,28	5,61
PV-475	PV-476	82,99	-	0,00	30,96	30,96	204,01	300	0,0096	879,00	877,00	875,80	875,00	3,20	2,00	0,39	1,20	6,11	4,73
PV-476	PV-477	62,43	-	0,00	30,96	30,96	285,63	300	0,0018	877,00	877,00	875,00	874,90	2,00	2,10	0,68	0,61	1,41	5,57
PV-477	PV-478	73,64	-	0,00	30,96	30,96	195,13	300	0,0122	877,00	876,00	874,90	874,00	2,10	2,00	0,37	1,31	7,38	4,62
PV-478	PV-479	93,48	-	0,00	30,96	30,96	175,69	300	0,0214	876,00	874,00	874,00	872,00	2,00	2,00	0,32	1,60	11,50	4,36
PV-479	PV-480	59,94	-	0,00	30,96	30,96	283,46	300	0,0017	874,00	874,00	872,00	871,90	2,00	2,10	0,67	0,62	1,46	5,55
PV-480	PV-481	65,35	-	0,00	30,96	30,96	144,95	300	0,0597	874,00	870,00	871,90	868,00	2,10	2,00	0,24	2,31	25,75	3,90
PV-481	PV-482	62,07	-	0,00	30,96	30,96	146,50	300	0,0564	870,00	866,00	868,00	864,50	2,00	1,50	0,25	2,27	24,63	3,93
PV-482	LAGOAS	57,04	-	0,00	30,96	30,96	160,14	300	0,0351	868,00	864,00	864,50	862,50	1,50	1,50	0,28	1,91	16,97	4,13

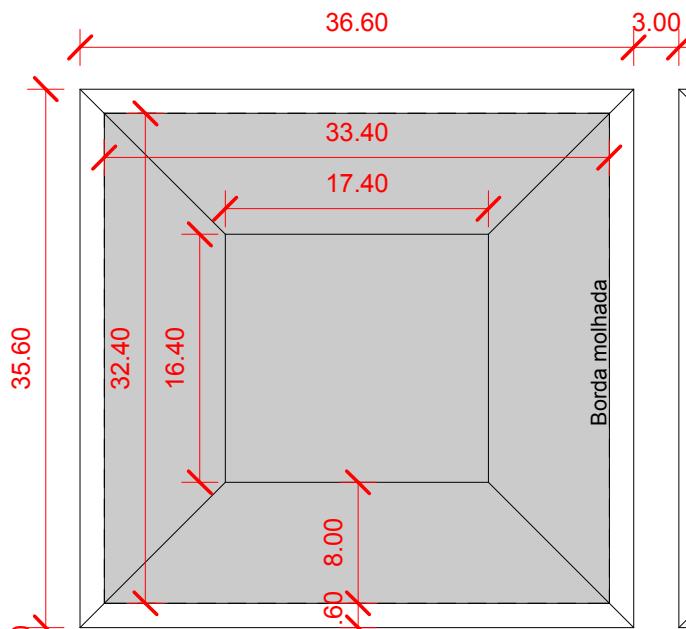
APÊNDICE C – Perfil longitudinal do interceptor.



APÊNDICE D – Planta baixa e cortes das lagoas da ETE.

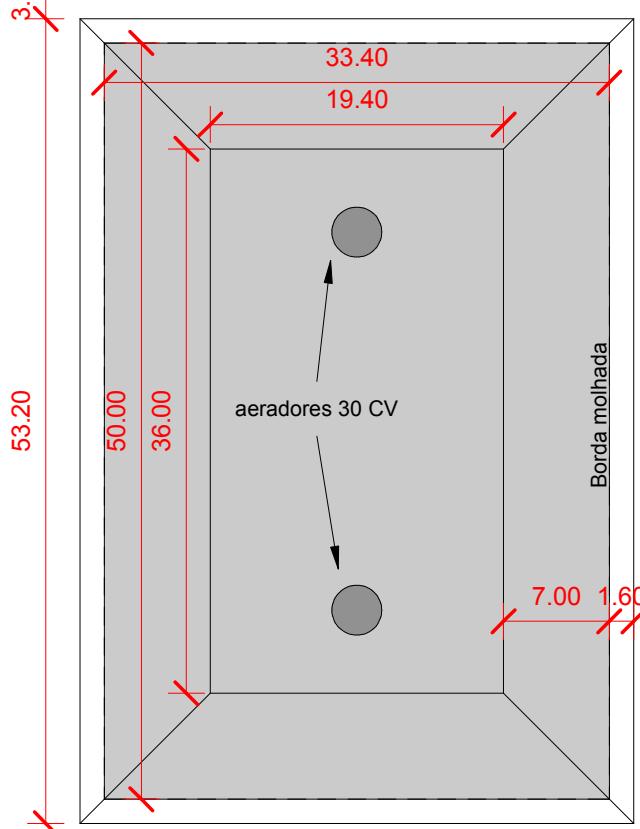
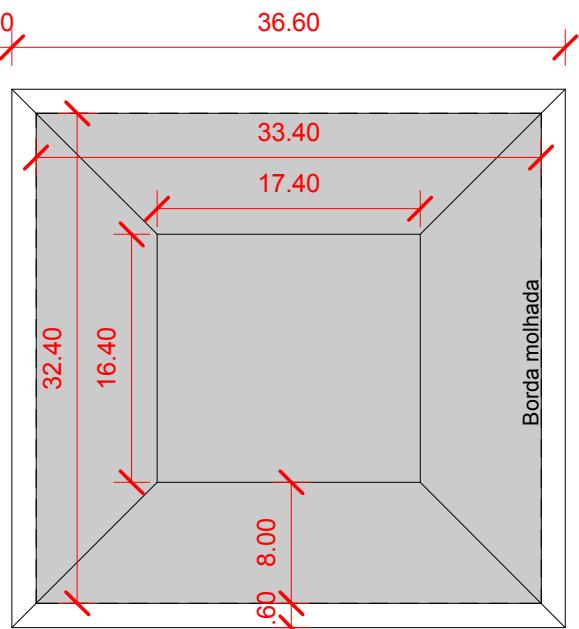
LAGOA DE SEDIMENTAÇÃO 1

área do espelho d'água: 1.082,16 m²
volume útil: 2.564,30 m³



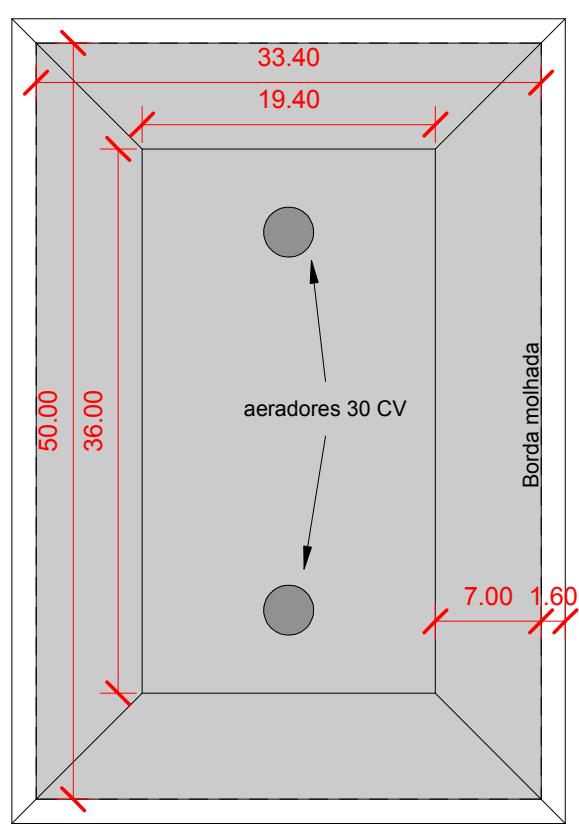
LAGOA DE SEDIMENTAÇÃO 2

área do espelho d'água: 1.082,16 m²
volume útil: 2.564,30 m³



LAGOA AERADA 1

área do espelho d'água: 1.670,00 m²
volume útil: 4.023,09 m³



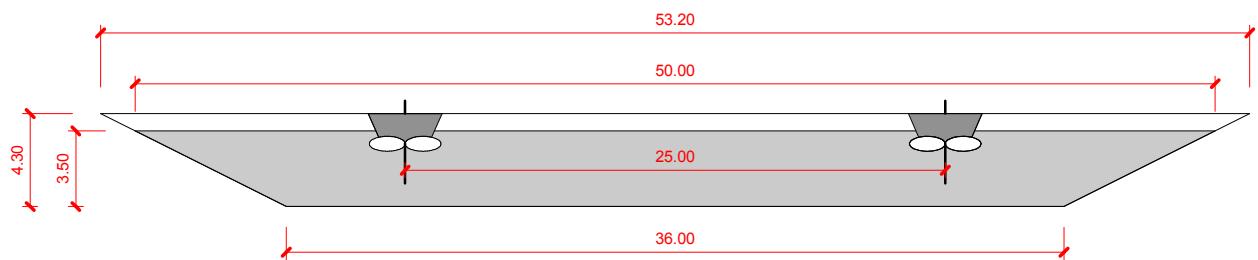
LAGOA AERADA 2

área do espelho d'água: 1.670,00 m²
volume útil: 4.023,09 m³

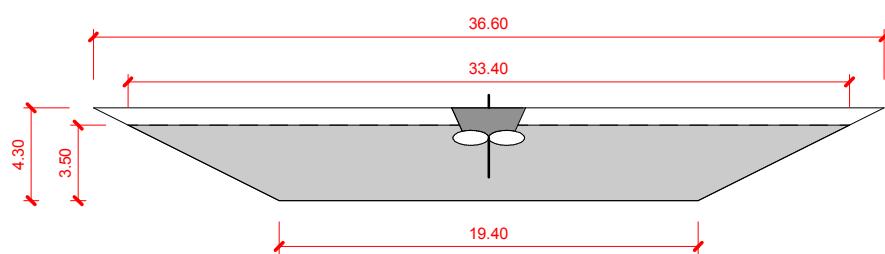
1

Planta baixa esquemática
1 : 500

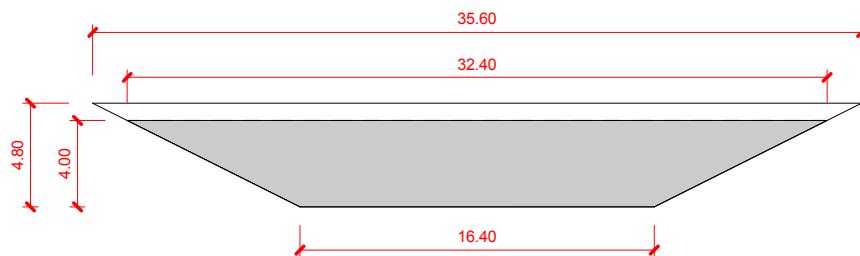
Lagoa aerada - corte longitudinal



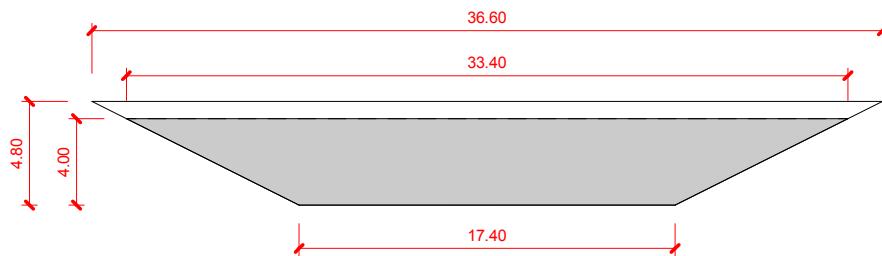
Lagoa aerada - corte transversal



Lagoa de sedimentação - corte longitudinal



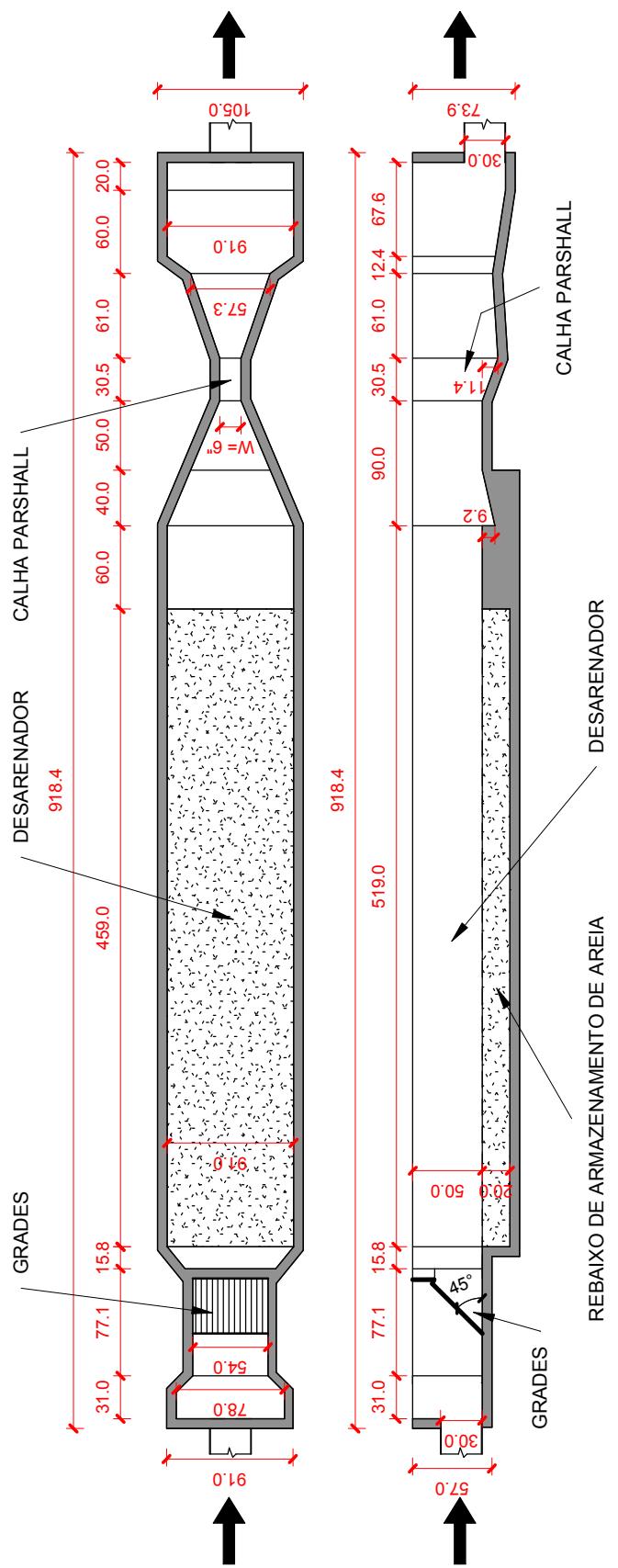
Lagoa de sedimentação - corte transversal



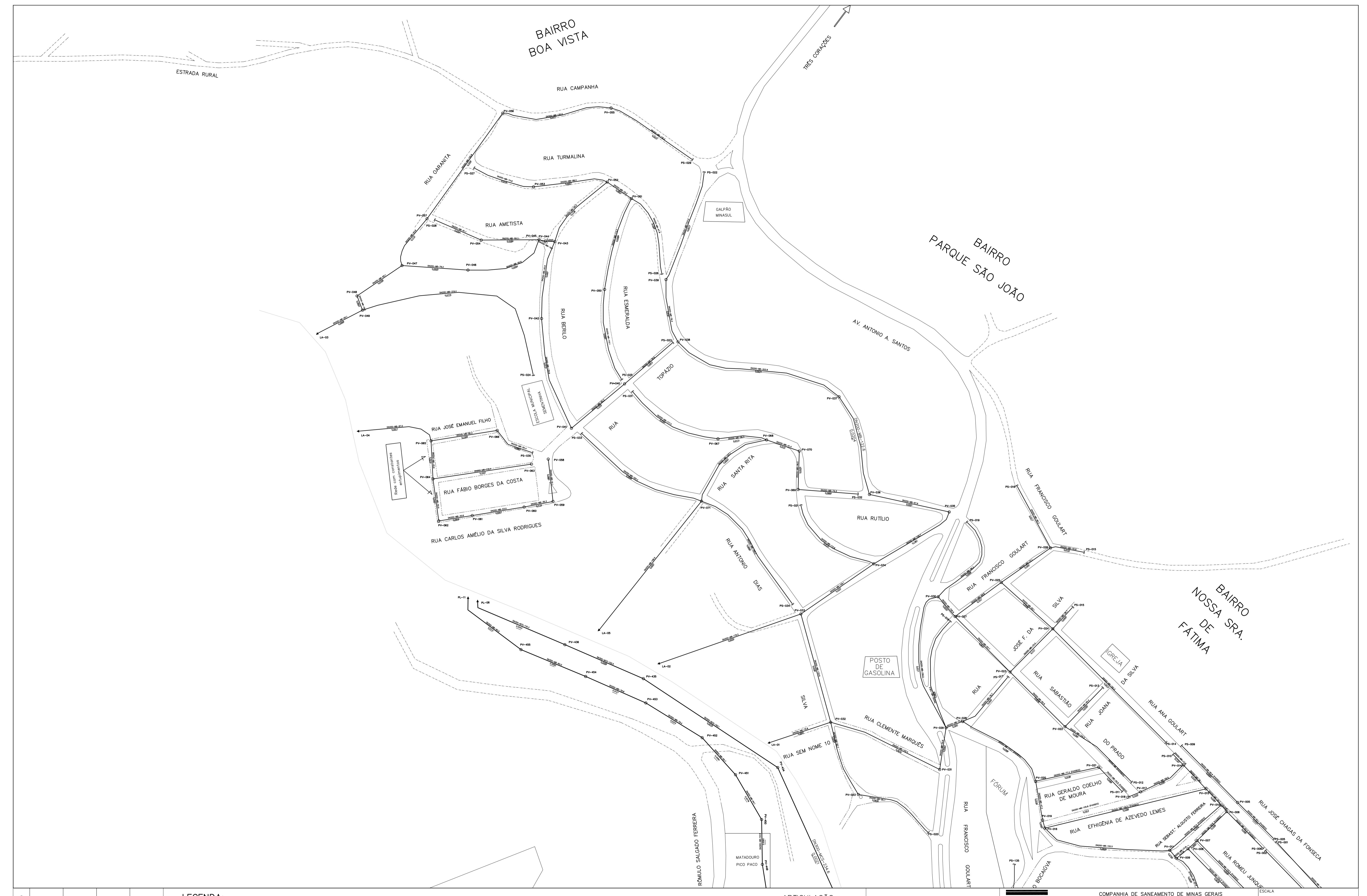
APÊNDICE E – Detalhes do sistema de pré-tratamento de esgoto.

DETALHAMENTO DOS ELEMENTOS DE PRÉ-TRATAMENTO

ESCALA: 1:50



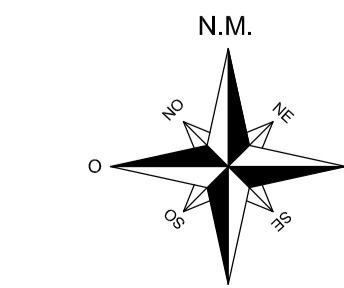
ANEXO A – Mapa de levantamento da rede coletora existente.



a				
b				
c				
	DATA	EXECUT.	VISTO	APROV.

LEGENDA:

- PAVIMENTAÇÃO ASFALTO
 - PAVIMENTAÇÃO PARALELEPÍDEO
 - PAVIMENTAÇÃO BLOQUETE
 - PAVIMENTAÇÃO TERRA



01	02	03
04	05	06

DSO/DPS



COMPANHIA DE SANEAMENTO DE MINAS GERAIS
CAMBUQUIRA

ESTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO

ESCALA

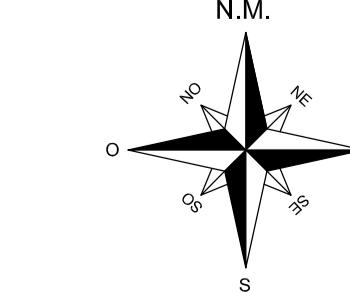
Nº

311070051_ES_BS_RCE001_COP2015



LEGENDA:

- a PAVIMENTAÇÃO ASFALTO
- b PAVIMENTAÇÃO PARALELÍPEDO
- c PAVIMENTAÇÃO BLOQUETE
- d PAVIMENTAÇÃO TERRA



ARTICULAÇÃO

01	02	03	04
05	06	07	

DSO/DPSL/DTRV



COMPANHIA DE SANEAMENTO DE MINAS GERAIS
CAMBUQUIRA

ESCALA
1/2.000

RT	ASS. NOME	CREA	VISTO
	Marco Aurélio Ribeiro		
PROJ.	APROV.	MATR.	
	Marco A. Ribeiro	Marco A. Ribeiro	
DES.	Antonio C. Valim	DATA	

SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO
REDES COLETORAS (RCE) / INTERCEPTORES

N°
311070051_ES_BS_RCE001_COP2015

FOLHA 02 DE 07 ARQ.

a	b	c	d
DATA	EXECUT.	VISTO	APROV.
ALTERAÇÕES			

LOTEAMENTO TIRO AO POMBO

BAIRRO NOVA ESTAÇÃO

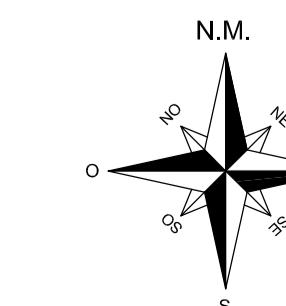
REDES COLETORAS IMPLANTADAS E NÃO INTERLIGADAS



a					
b					
c					
	DATA	EXECUT.	VISTO	APROV.	

LEGENDA:

- PAVIMENTAÇÃO ASFALTO
 - PAVIMENTAÇÃO PARALELEPÍPEDO
 - PAVIMENTAÇÃO BLOQUETE
 - PAVIMENTAÇÃO TERRA



ART

	01	
02	03	04
05	06	07

DSO/DPS



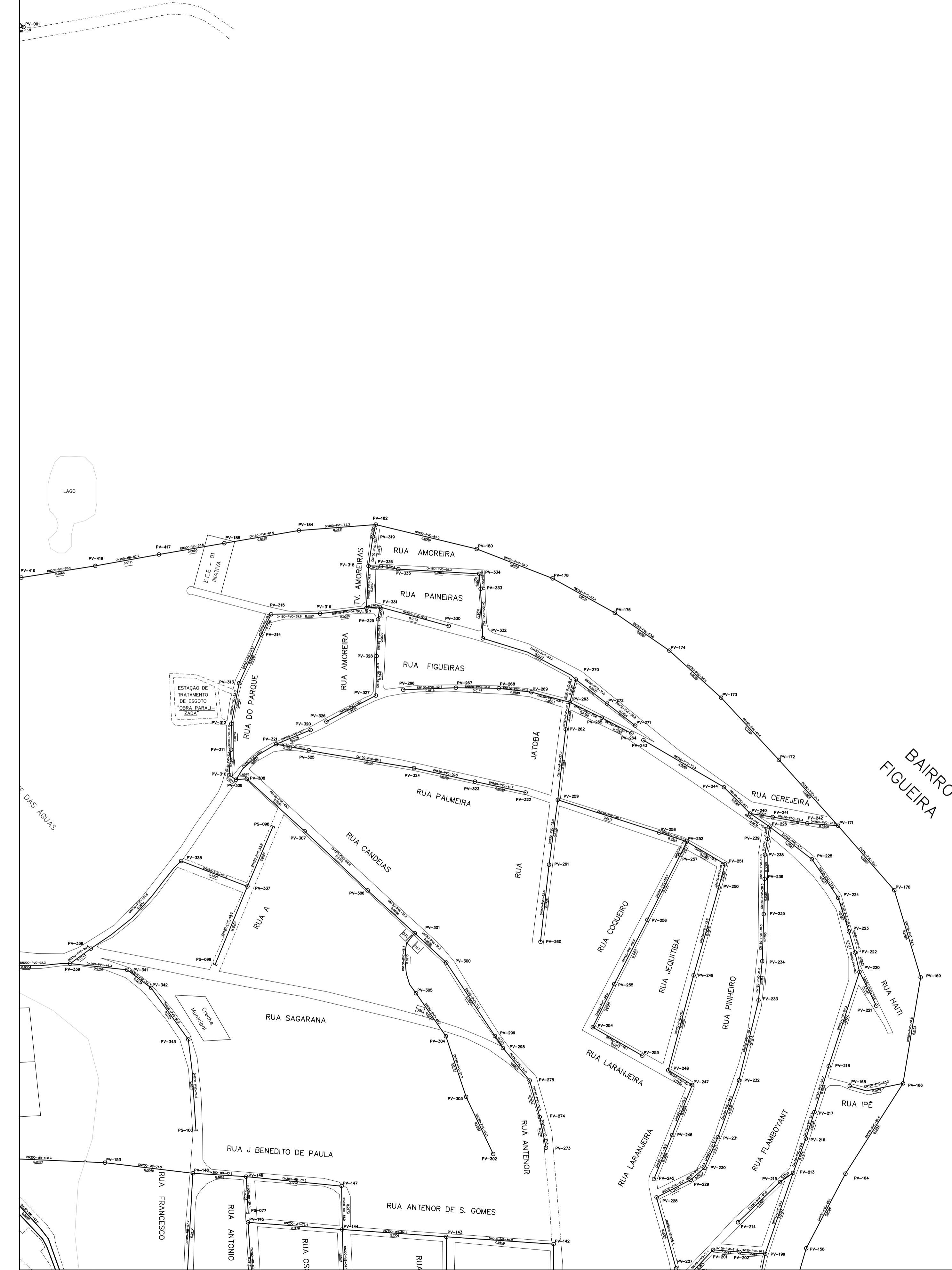
COMPANHIA DE SANEAMENTO DE MINAS GERAIS
CAMBUQUIRA

SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO

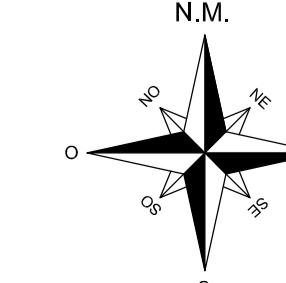
REFES COLETOoras (RCF) / INTERCEPTORES

ESCALA
1/2.000

Nº	311070051_ES_BS_RCE001_COP2015
FOLHA 03 DE 07	ARQ.


LEGENDA:

- PAVIMENTAÇÃO ASFALTO
- PAVIMENTAÇÃO PARALELÍPEDO
- PAVIMENTAÇÃO BLOQUETE
- PAVIMENTAÇÃO TERRA



01	02	03	04
05	06	07	

DSO/DPSL/DTRV

**COMPANHIA DE SANEAMENTO DE MINAS GERAIS
CAMBUQUIRA**
**ESCALA
1/2.000**
**SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO
REDES COLETORAS (RCE) / INTERCEPTORES**
FOLHA 04 DE 07

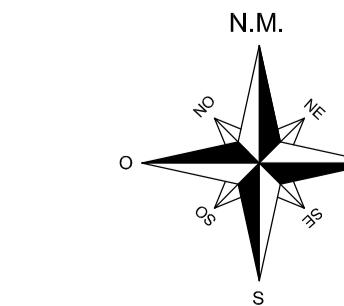
RT	ASS. CREA	VISTO
NOME	Marco Aurélio Ribeiro	MATR.
PROJ.	APROV.	APROV.
Marco A. Ribeiro	Marco A. Ribeiro	MATR.
DES.	DATA	DATA
Antonio C. Valim	10/03/2015	



a				
b				
c				
	DATA	EXECUT.	VISTO	APROV.

LEGENDA

- PAVIMENTAÇÃO ASFALTO
 - PAVIMENTAÇÃO PARALELEPÍPEDO
 - PAVIMENTAÇÃO BLOQUETE
 - PAVIMENTAÇÃO TERRA



ARTICULAÇÃO		
	01	
02	03	04
05	06	07

DSO/DPSL



COMPANHIA DE SANEAMENTO DE MINAS GERAIS
CAMBUQUIRA

ESTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO

REFUGOS COLETADORES (REC) / INTERCEPTORES

ESCALA

N°
311070051_ES_BS_RCE001_COP2

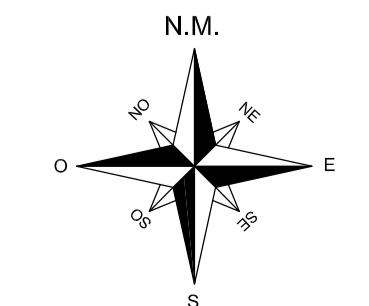


Bairro Bela Vista

a			
b			
c			
DATA	EXECUT.	VISTO	APROV.

LEGENDA:

- PAVIMENTAÇÃO ASFALTO
- PAVIMENTAÇÃO PARALELIPÍPEDO
- PAVIMENTAÇÃO BLOQUETE
- PAVIMENTAÇÃO TERRA



ARTICULAÇÃO		
01		
02	03	04
05	(06)	07

DSO/DPSL/DTRV



COMPANHIA DE SANEAMENTO DE MINAS GERAIS
CAMBUQUIRA

ESCALA
1/2.000

RT	ASS. NOME	CREA	VISTO
PROJ.	Marco Aurélio Ribeiro	MATR.	
	APROV.	APROV.	
DES.	Marco A. Ribeiro	MATR.	

DS.	DATA
Antonio C. Valim	10/03/2015

SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO
REDES COLETORAS (RCE) / INTERCEPTORES

N°
311070051_ES_BS_RCE001_COP2015

FOLHA 06 DE 07

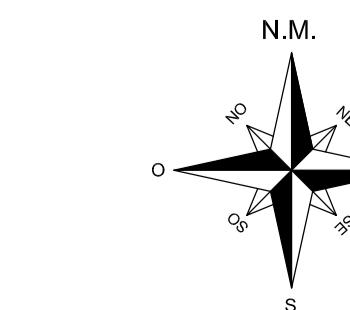
ARQ.



a						
b						

LEGENDA:

- PAVIMENTAÇÃO ASFALTO
 - PAVIMENTAÇÃO PARALELEPÍPEDO
 - PAVIMENTAÇÃO BLOQUETE
 - PAVIMENTAÇÃO TERRA



	01
02	03
05	06

DSO/DPSL



COMPANHIA DE SANEAMENTO DE MINAS GERAIS
CAMBUQUIRA

SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO

REDES COLETORAS (RCE) / INTERCEPTORES

ESCALA

N°
311070051_ES_BS_RCE001_COP2