



PREFEITURA MUNICIPAL DE ORLÂNDIA

Relatório Final

PLANO MUNICIPAL DE SANEAMENTO BÁSICO

SERVIÇOS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA, ESGOTAMENTO SANITÁRIO, DRENAGEM URBANA E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS

Fevereiro de 2014

SUMÁRIO

1. APRESENTAÇÃO	1
2. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	2
3. CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E SOCIOECONÔMICA DA ÁREA DE ESTUDO	3
3.1. LOCALIZAÇÃO E ACESSOS	3
3.2. CLIMA	4
3.3. COBERTURA VEGETAL	4
3.4. CARACTERIZAÇÃO SOCIOECONÔMICA	5
3.5. DISPONIBILIDADE HÍDRICA	9
3.5.1. ÁGUAS SUPERFICIAIS	9
3.5.2. ÁGUAS SUBTERRÂNEAS	12
3.6. INFRAESTRUTURA SANITÁRIA EXISTENTE	14
3.6.1. SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA	14
3.6.2. SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO	15
4. PROJEÇÃO DEMOGRÁFICA	17
4.1. DESCRIÇÃO DAS ZONAS HOMOGÊNEAS	19
5. ESTUDO DE DEMANDAS	20
5.1. DEMANDAS PREVISTAS PARA O SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA	20
5.1.1. DETERMINAÇÃO DOS CONSUMOS UNITÁRIOS E COEFICIENTES DE VARIAÇÃO DE VAZÃO	20
5.1.2. DETERMINAÇÃO DO CONSUMO “PER CAPITA”	22
5.1.3. AVALIAÇÃO DOS ÍNDICES DE PERDAS	23
5.1.4. DETERMINAÇÃO DAS DEMANDAS GLOBAIS	24
5.2. DEMANDAS PREVISTAS PARA O SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO	24
6. DIAGNÓSTICO DO SISTEMA	27
6.1. SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA	27
6.1.1. SISTEMA PRODUTOR QUE EXPLORA O MANANCIAL SUPERFICIAL	28
6.1.2. SISTEMAS PRODUTORES QUE EXPLORAM MANANCIAIS SUBTERRÂNEOS	32
6.1.3. SISTEMAS DE ADUÇÃO, RESERVAÇÃO E DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA DE ABASTECIMENTO	33
6.2. SISTEMA DE AFASTAMENTO E TRATAMENTO DE ESGOTO SANITÁRIO	38
6.2.1. SISTEMA DE AFASTAMENTO	38
6.2.2. SISTEMA DE TRATAMENTO DO ESGOTO SANITÁRIO	39
7. SISTEMA DE DRENAGEM URBANA E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS	41

7.1 ESTUDOS HIDROLÓGICOS	41
7.1.1 DETERMINAÇÃO DA EQUAÇÃO DE CHUVA (RELAÇÕES INTENSIDADE-FREQUÊNCIA-DURAÇÃO)	41
7.1.2 MÉTODO SCS	42
7.2 DIAGNÓSTICO DA SITUAÇÃO ATUAL	46
7.2.1 CÓRREGO DOS PALMITOS	47
7.2.2 RIBEIRÃO DO AGUDO	49
<u>8 PROPOSTAS PARA O SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA</u>	<u>50</u>
8.1 SISTEMA DE PRODUÇÃO DE ÁGUA DE ABASTECIMENTO	50
8.1.1 CAPTAÇÃO SUPERFICIAL E ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA	52
8.1.2 CAPTAÇÃO SUBTERRÂNEA	59
8.2 SETORIZAÇÃO E SISTEMA DE ADUÇÃO, RESERVAÇÃO E DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA	60
<u>9 PROPOSTAS ESGOTO</u>	<u>67</u>
9.1. SISTEMA DE AFASTAMENTO	67
9.1 SISTEMA DE TRATAMENTO	68
9.2 ESTUDO ECONÔMICO COMPARATIVO DAS ALTERNATIVAS PROPOSTAS	73
9.2.1 CUSTOS DE IMPLANTAÇÃO	73
9.2.2 CUSTOS DE OPERAÇÃO	74
A) ENERGIA ELÉTRICA	74
B) PRODUTOS QUÍMICOS	74
C) TRANSPORTE E DISPOSIÇÃO FINAL DOS RESÍDUOS SÓLIDOS GERADOS NO SISTEMA DE TRATAMENTO	75
D) REMUNERAÇÃO DE EQUIPE PARA OPERAÇÃO	75
E) MANUTENÇÃO DOS EQUIPAMENTOS INSTALADOS	75
9.2.3 CUSTOS GLOBAIS	76
<u>10. DRENAGEM URBANA E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS</u>	<u>78</u>
<u>11. METAS</u>	<u>79</u>
11.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	79
11.2. READEQUAÇÃO E AMPLIAÇÃO DAS LIGAÇÕES DE ÁGUA E ESGOTO	80
11.3. READEQUAÇÃO E AMPLIAÇÃO DAS REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA E DE COLETA DOS ESGOTOS SANITÁRIOS	81
11.4. SETORIZAÇÃO DO SISTEMA DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA	83
11.5. INTERVENÇÕES E AMPLIAÇÕES DOS SISTEMAS DE PRODUÇÃO, ADUÇÃO E RESERVAÇÃO DE ÁGUA	84
11.6. INTERVENÇÕES E AMPLIAÇÃO DO SISTEMA DE AFASTAMENTO E TRATAMENTO DE ESGOTO SANITÁRIO	86

11.7. INTERVENÇÕES NO SISTEMA DE DRENAGEM URBANA E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS	87
12. AVALIAÇÃO ECONÔMICA	89
12.1. CUSTOS DO SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA	89
12.2. CUSTOS DO SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO	92
12.3. CUSTOS DO SISTEMA DE DRENAGEM URBANA E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS	95
12.4. CUSTOS GERAIS	97
ANEXO 1: LEVANTAMENTO FOTOGRÁFICO	99
ANEXO 2: MEMORIAIS DE CÁLCULO	129
ANEXO 3: LEVANTAMENTO DE CUSTO	179
ANEXO 4: DESENHOS	205

1. APRESENTAÇÃO

Atendendo ao contrato firmado entre a ESA Engenharia e Departamento de Água e Esgoto (DAE) de Orlandia, é apresentado o Plano Municipal de Saneamento Básico de Orlandia. O presente plano abrange as disciplinas de abastecimento de água potável, esgotamento sanitário e drenagem e manejo de águas pluviais urbanas. Embora os serviços de limpeza urbana e manejo de resíduos sólidos constem como serviço de saneamento, conforme definição do item a, inciso I do artigo 3º da Lei nº 11.445/2007, essa matéria já foi amplamente explorada no Plano Municipal de Resíduos Sólidos, elaborado a pedido da Prefeitura de Orlandia.

2. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O presente relatório consiste no Plano Municipal de Saneamento Básico do Município de Orlandia, e define diretrizes, estratégias e ações no que concerne às disciplinas de abastecimento de água, esgotamento sanitário, e drenagem urbana, conforme preconizado pela Lei Federal nº 11.445, de 5 de janeiro de 2.007.

Embora a referida Lei estabeleça o serviço de limpeza urbana e manejo de resíduos sólidos entre as disciplinas a serem tratadas no Plano Municipal de Saneamento Básico, esse item foi extensamente tratado no “Plano Municipal de Gestão Integrada de Resíduos Sólidos”, elaborado em 2012.

Convém pontuar que as disciplinas de abastecimento de água e esgotamento sanitário já haviam sido trabalhadas em novembro de 2010, quando foi elaborado o documento “Planos Diretores de Abastecimento de Água e Esgotamento Sanitário”. Esse documento, no entanto, não foi aprovado como plano de saneamento, mas foi consultado e considerado ao longo do desenvolvimento do presente trabalho.

3. CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E SOCIOECONÔMICA DA ÁREA DE ESTUDO

3.1. LOCALIZAÇÃO E ACESSOS

O município de Orlândia está localizado na região norte do Estado de São Paulo, e pertence à Região Administrativa de Franca e à Região de Governo de São Joaquim da Barra. A sede do município está localizada nas seguintes coordenadas geográficas (WGS84) (Figura 3.1):

- Latitude 20°43'12" Sul
- Longitude 47°53'13" Oeste

O município faz limite com os municípios de Nuporanga, Sales Oliveira, São Joaquim da Barra e Morro Agudo e sua sede municipal dista de outros centros urbanos conforme apresentado na Tabela 3.1.

Tabela 3.1: Distância da sede do município de Orlândia em relação a outros centros urbanos

Cidade	Distância (km)
São Paulo	362
Ribeirão Preto	55
Franca	77
Barretos	110
Santos	435
Uberaba	121
Uberlândia	230
Brasília	635



Figura 3.1: Localização do município de Orlandia no Estado de São Paulo

A região do estado de São Paulo a qual pertence o município de Orlandia possui como principais rodovias de acesso a Anhanguera (SP 330), que segmenta a sede, bem como as rodovias Armando Salles de Oliveira (SP 322), Brigadeiro Faria Lima (SP 326) e Assis Chateaubriand (SP 425).

3.2 CLIMA

A sede do município de Orlandia está a uma altitude média de 695 m com variação de 540 a 852 m. O clima regional é do tipo Tropical de Altitude (Cwa) segundo a classificação de Köppen, com verão chuvoso e quente e inverno seco e ameno.

A precipitação pluviométrica média, total anual, é de 1.426 mm de chuva. A umidade relativa do ar média anual é de 71% e as temperaturas médias variam de 19 ° C no inverno a 25 ° C no verão.

3.3 COBERTURA VEGETAL

Na região, a cobertura vegetal é caracterizada por vegetação natural remanescente, com significativa fragmentação de ecossistemas compostos pela Floresta Estacional Semidecídua e cerrado, sobressaindo-se a ocorrência de fragmentos de vegetação de Várzea.

O município de Orlandia é caracterizado por pequena área de vegetação natural em relação ao tamanho de seu território, pois a cobertura vegetal natural representa apenas cerca de 4 % de sua área total.

O restante é ocupado por área de reflorestamento, também de pouca significância com apenas 0,5 % de seu território, área de produção agrícola e área urbana.

A cobertura vegetal natural tem pouca diversidade, sendo formada apenas por mata, capoeira, cerrado, cerradão e áreas de várzea e encontra-se dispersa ao longo de todo o território, formando sítios isolados e de pequena extensão.

A menos das Áreas de Proteção Permanente APPs, características das margens dos córregos e rios de pequeno e médio portes que formam a rede hídrica regional, não existe nenhuma unidade de conservação dentro dos limites territoriais de Orlandia.

3.4 CARACTERIZAÇÃO SOCIOECONÔMICA

Orlandia, fundada oficialmente em 1910, teve seu território desmembrado do município de Batatais, que, em 1896, tinha por sede Nuporanga. Em 1906 a sede foi transferida para o então povoado de Vila Orlando, assumindo o nome de Orlandia.

Seu fundador, o coronel Francisco Orlando Diniz Junqueira, fez uma doação de terras à Companhia Mogiana de Estradas de Ferro para a construção de uma estação, que beneficiaria o desenvolvimento local. Em 1909 foi criado um decreto que estabeleceu o Município de Orlandia e também reconduziu Nuporanga à condição de distrito, incorporando-o ao novo município. Por volta de 1930, Orlandia tornou-se uma importante região agrícola voltada para o cultivo de algodão, arroz e milho. Atualmente a cultura da cana-de açúcar predomina nas áreas agricultáveis do município.

Embora sofra a atração de centros urbanos de maior porte, tal como Ribeirão Preto, o município de Orlandia atualmente possui comércio forte e diversificado no setor de atacado e varejo, que atende plenamente a demanda local e atrai consumidores de toda região.

Da mesma forma, existe um setor de serviços consolidado e em franca evolução, bem como um parque agroindustrial em expansão. Atualmente se destacam as seguintes empresas:

- Cooperativa dos Agricultores da Região de Orlândia (CAROL);
- Produtos Alimentícios Orlândia (Brejeiro);
- Intelli, empresa do setor energético que fabrica terminais elétricos, conectores, hastes de aterramento etc;
- Morlan, empresa que fabrica arames e telas para uso industrial e agrícola; e
- Sperafico, empresa do setor agroindustrial que fabrica rações, farinhas, óleos, lecitina de soja etc.

Em termos de educação, a taxa de analfabetismo da população de 15 anos ou mais é de 5,2%, segundo a fundação SEADE. Embora esse valor esteja acima do índice do Estado de São Paulo (4,3%), vale comentar que, em 2000, a taxa de analfabetismo no município era de 7,1%.

Com relação à população de 18 a 24 anos com ensino médio completo, o índice do município de Orlândia é de 60,9%, compatível com a média do Estado de São Paulo (58,7%). Com relação aos dados de 2000, nota-se melhora significativa, uma vez que esse mesmo índice cerca de uma década atrás era de 40,7%.

Segundo o Atlas Brasil de Desenvolvimento Humano (PNUD), a dimensão que mais cresceu em termos absolutos entre 2000 e 2010 se refere aos índices de educação, seguida por longevidade e renda.

A informação acerca da renda *per capita* em Orlândia é de R\$934,54, estando acima da média do Estado de São Paulo (R\$853,75), sendo digno de nota a evolução da renda *per capita*, que, em 2000, era de R\$679,45. Os demais indicadores econômicos são apresentados no Quadro 3.2.

Tabela 3.2: Indicadores econômicos

Indicador	Orlândia 2010	Estado de São Paulo 2010	Orlândia 2000
PIB (em milhões de reais correntes)	977,84	1.349.465,14	848,52
Participação no PIB do Estado (em %)	0,072	100,0	0,094
Participação nas exportações do Estado (em %)	0,143	100,0	0,210

Em termos de saúde, Orlândia conta com um hospital e apresenta as seguintes estatísticas vitais de saúde relativas ao ano de 2010, segundo divulgado no perfil municipal elaborado pela Fundação SEADE:

Tabela 3.3: Estatísticas vitais de saúde

Indicador	Orlândia 2010	Estado de São Paulo 2010	Orlândia 2000
Taxa de Natalidade (Por mil habitantes)	13,08	14,71	14,53
Taxa de Fecundidade Geral (Por mil mulheres entre 15 e 49 anos)	49,47	51,60	52,95
Taxa de Mortalidade Infantil (Por mil nascidos vivos)	15,18	11,48	7,17
Taxa de Mortalidade na Infância (Por mil nascidos vivos)	21,39	13,35	8,96
Taxa de Mortalidade da População entre 15 e 34 Anos (Por cem mil habitantes nessa faixa etária)	94,84	119,61	132,62
Taxa de Mortalidade da População de 60 anos e mais (Por cem mil habitantes nessa faixa etária)	3.200	3.611	3.753
Mães Adolescentes (com menos de 18 anos) (Em %)	4,99	6,88	6,27
Mães que Tiveram Sete e Mais Consultas de Pré-natal (Em %)	76,39	59,99	75,82
Partos Cesáreos (Em %)	79,86	59,99	76,13
Nascimentos de Baixo Peso (menos de 2,5kg) (Em %)	11,41	9,26	8,59
Gestações Pré-termo (Em %)	11,76	8,98	9,38

Fonte: Fundação SEADE (2012 e 2008)

Com relação à saúde, nota-se que houve queda de alguns indicadores na última década, notadamente as taxas de mortalidade infantil e mortalidade na infância. Essa queda nos índices de saúde pode ter motivado a classificação do município como Grupo 2 no Índice Paulista de Responsabilidade Social (IPRS). Esse grupo é descrito, pela fundação SEADE, como o grupo que abrange “*municípios que, embora com níveis de riqueza elevados, não são capazes de atingir bons indicadores sociais*”. Em 2008, o município de Orlândia era classificado no Grupo 1

do IPRS, que é descrito como o grupo de municípios “que se caracterizam por um nível elevado de riqueza com bons níveis de indicadores sociais”.

A despeito da classificação de Orlandia ter passado do Grupo 1 para o Grupo 2 no IPRS, o Atlas Brasil de Desenvolvimento Humano, produzido pelo Programa das Nações Unidas para o Desenvolvimento (PNUD), que utilizou dados coletados em 2010, calcula o Índice de Desenvolvimento Humano Municipal (IDHM) em 0,780, sendo, portanto, considerado dentro da faixa de desenvolvimento humano alto (IDH entre 0,7 e 0,799).

A evolução do IDHM do município de Orlandia está acima da média do Brasil, e acompanha a média do Estado de São Paulo, conforme pode ser visto na Figura 3.2.

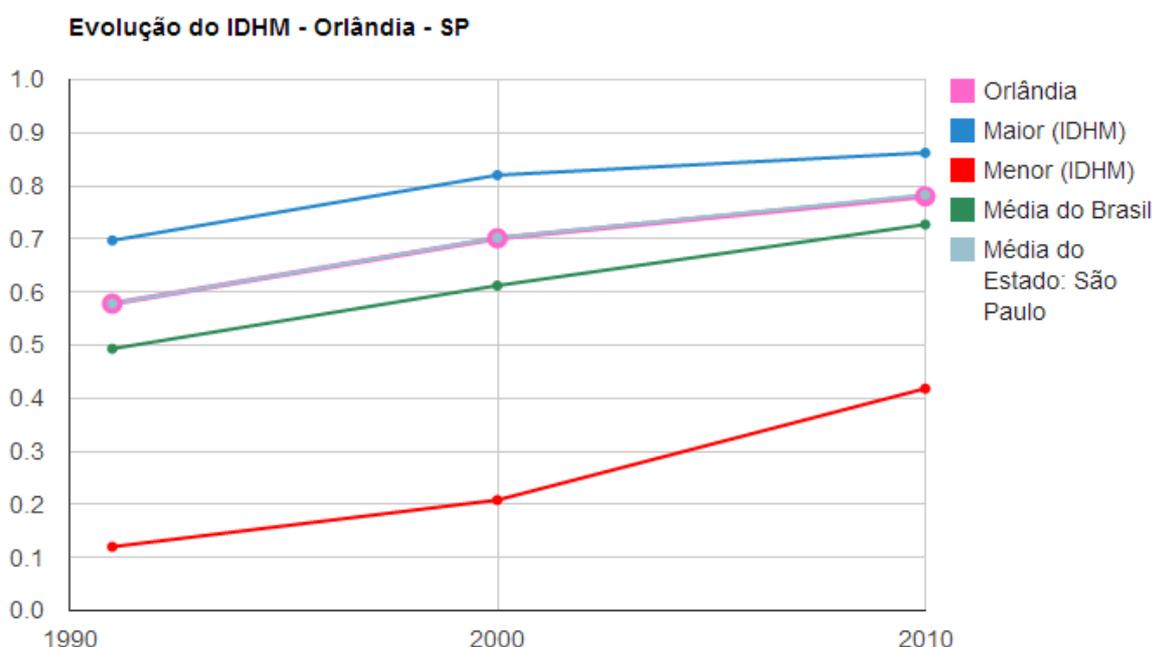


Figura 3.2: Evolução do Índice de Desenvolvimento Humano Municipal (IDHM) do município de Orlandia

Fonte: Atlas Brasil de Desenvolvimento Humano (PNUD), disponível em: http://atlasbrasil.org.br/2013/pt/perfil/orlandia_sp (acessado em 25/01/2013)

3.5 DISPONIBILIDADE HÍDRICA

3.5.1 Águas Superficiais

3.5.1.a) Aspectos Quantitativos

O Estado de São Paulo divide seu território em 22 Unidades de Gerenciamento de Recursos Hídricos (UGRHI), uma vez que a divisão mais natural para gerenciamento dos recursos naturais é a bacia hidrográfica, a qual muito raramente coincide com a divisão política dos municípios e estados. O município de Orlandia, especificamente, possui a porção sudoeste de seu território localizada na UGRHI 4 (Pardo), embora a maior parte do município, incluindo a sede do mesmo, integre a UGRHI 12 (Baixo Pardo/Grande).

A UGRHI 12 é composta por 12 municípios cujas sedes estão localizadas na referida UGRHI, além de dez municípios que possuem porções de território dentro da UGRHI 12, mas cujas sedes estão localizadas em outras unidades de gerenciamento de recursos hídricos.

O Relatório de Monitoramento de Águas Superficiais da CETESB, de 2012, classifica a UGRHI 12 como “em industrialização”, embora a atividade agrícola seja bastante expressiva nessa região, estando principalmente voltada para cultura de cana-de-açúcar e de laranja. Mais de 90% da população residente na UGRHI 12 é urbana e a taxa de abastecimento de água por mananciais subterrâneos está acima dos 50%.

O Relatório de Águas Superficiais, publicado pela CETESB em 2012 reporta que na UGRHI 12 existem quatro pontos de monitoramento da qualidade das águas superficiais. O próprio relatório classifica a quantidade de pontos de monitoramento para essa região como “pouco abrangente”, mas ainda sim, é capaz de indicar de maneira geral a situação dos corpos hídricos.

A agência ambiental do Estado de São Paulo, através dos parâmetros de monitoramento, é capaz de calcular alguns índices que, por sua vez, atuam como indicadores da qualidade das águas superficiais.

Dentre esses índices, o IQA (Índice de Qualidade das Águas) é baseado em uma média ponderada de nove parâmetros de controle ambiental, considerados

relevantes para a avaliação da qualidade das águas, são eles: pH, temperatura, turbidez, resíduo total, oxigênio dissolvido, DBO, nitrogênio total, fósforo total e coliformes termotolerantes.

Já o Índice de Estado Trófico (IET) classifica o corpo aquático em diferentes graus de trofia, ou seja, avalia a qualidade da água quanto ao enriquecimento por nutrientes e seu efeito relacionado ao crescimento excessivo de algas, cianobactérias e macrófitas aquáticas.

O Índice de Proteção à Vida Aquática (IVA) considera contaminantes químicos tóxicos para os organismos aquáticos, pH, oxigênio dissolvido e o grau de trofia do corpo aquático, representado pelo IET.

Os critérios de classificação de cada um dos índices supracitados é apresentado na Tabela 3.4.

Tabela 3.4: Classificação dos índices de qualidade de águas superficiais adotado pela CETESB

IQA		IET		IVA	
Intervalo	Classificação	Intervalo	Classificação	Intervalo	Classificação
$IQA \leq 19$	Péssimo	$IET \leq 47$	Ultraoligotrófico	$IVA \leq 2,5$	Ótima
$19 < IQA \leq 36$	Ruim	$47 < IET \leq 52$	Oligotrófico	$2,6 \leq IVA \leq 3,3$	Boa
$36 < IQA \leq 79$	Boa	$52 < IET \leq 59$	Mesotrófico	$3,4 \leq IVA \leq 4,5$	Regular
$79 < IQA \leq 100$	Ótima	$59 < IET \leq 63$	Eutrófico	$4,6 \leq IVA \leq 6,7$	Ruim
		$63 < IET \leq 67$	Supereutrófico	$6,8 \leq IVA$	Péssima
		$IET > 67$	Hipereutrófico		

O ponto de monitoramento PARD02800, localizado na SP-425, na altura do município de Guaíra ($20^{\circ}27'01''S$; $48^{\circ}27'15''W$) está classificado como:

- IQA: 69 (BOA);
- IET: 47 (ULTRAOLIGOTRÓFICO);
- IVA: 2,8 (BOA).

Os índices, portanto, indicam para boa qualidade das águas superficiais, devendo-se comentar que o relatório de 2010 classificava o ponto de monitoramento

PARD02800 nos mesmos intervalos, ou seja, a boa qualidade das águas nesse ponto de monitoramento tem sido mantida em relatórios subsequentes.

O Relatório de Águas Superficiais de 2012 aponta que nessa região os parâmetros de coliformes termotolerantes e de metais, como ferro e manganês estão acima do permitido na legislação. Com relação aos coliformes, fica claro que o excesso desses organismos no rio está relacionado à ineficiência dos sistemas de tratamento de esgoto para remoção de patógenos.

Com relação ao excesso de metais, o relatório da CETESB lembra que o solo da região é rico em metais, e que o carreamento de partículas de solo para dentro dos corpos hídricos pode provocar concentrações dos mesmos acima do estabelecido pelos padrões de qualidade. É provável que a falta de mata nativa na região contribua para a ocorrência desse tipo de poluição difusa, ressaltando-se que, segundo a Secretaria Estadual de Recursos Hídricos, a cobertura vegetal da UGRHI 12 é inferior a 3%.

A sede do município de Orândia é servida pelo Ribeirão do Agudo e pelo Córrego dos Palmitos, que é afluente direto do primeiro ainda nos limites da área urbana.

Segundo a Legislação Estadual de Controle de Poluição Ambiental, o córrego dos Palmitos é atualmente enquadrado na classe 4 no trecho a jusante da captação de água para Orândia até sua foz no ribeirão do Agudo. A montante desse trecho é enquadrado na classe 2, conforme o Decreto No 10.755 de novembro de 1977.

Quanto ao ribeirão do Agudo, o mesmo decreto citado no parágrafo anterior determina atualmente enquadramento na classe 4, até sua foz no rio Pardo no município de Morro Agudo.

Conforme é abordado com mais detalhes na sequência deste relatório o córrego dos Palmitos é explorado para o abastecimento da sede do município de Orândia, sendo responsável por cerca de 40% do montante das águas atualmente captadas, enquanto que o ribeirão dos Agudos é o corpo receptor dos esgotos tratados.

3.5.1.b) Aspectos Quantitativos

Os dois corpos hídricos que passam pela sede do município de Orândia apresentam as seguintes vazões de escoamento:

- Córrego dos Palmitos (no local da captação de água para abastecimento da sede):
 - $Q_{95\%} = 140 \text{ L/s}$;
 - $Q_{7,10} = 94 \text{ L/s}$.
- Ribeirão do Agudo (na seção imediatamente a jusante da foz do córrego dos Palmitos):
 - $Q_{95\%} = 912 \text{ L/s}$;
 - $Q_{7,10} = 611 \text{ L/s}$.
- Ribeirão do Agudo (no ponto de lançamento dos efluentes tratados):
 - $Q_{95\%} = 983 \text{ L/s}$;
 - $Q_{7,10} = 659 \text{ L/s}$.

3.5.2 Águas Subterrâneas

3.5.2.a) Aspectos Qualitativos

Considerando a mesma divisão para gerenciamento dos recursos hídricos citada na seção 3.4.1, a UGRHI 12 - Baixo Pardo/Grande é caracterizada pela presença mais significativa dos Aquíferos Guarani e Serra Geral.

O Aquífero Serra Geral é formado pelos derrames basálticos e intrusões diabásicas da formação Serra Geral, portanto, não é caracterizado pela presença de camadas aquíferas, mas sim pelo armazenamento de água em linhas estruturais (falhas e fraturas) que ocorrem nos horizontes vesiculares, nos interderrames e nos arenitos intertrapeanos. Os basaltos afloram numa extensão de aproximadamente 20.000 km², estendendo-se por toda região central e oeste do estado de São Paulo, subjacentes aos sedimentos do Grupo Bauru. A espessura desse aquífero varia de poucos metros, aumentando para oeste do estado até a 2.000 m de profundidade, sendo que a região de Orândia encontra-se assentada sob a formação dos basaltos

da formação Serra Geral e, portanto, a exploração desse aquífero é viável nessa região.

Já o Aquífero Guarani é o maior manancial de água doce subterrânea transfronteiriço do mundo. Está localizado na região centro oeste da América do Sul, sendo que sua principal ocorrência está no território brasileiro, com cerca de 2/3 de sua extensão total. No Brasil apresenta-se nos estados de Goiás, Mato Grosso do Sul, Minas Gerais, São Paulo, Paraná, Santa Catarina e Rio Grande do Sul. Ocorre em cerca de 76% do território do estado de São Paulo e sua espessura varia de aproximadamente 100 m em sua área aflorante a mais de 400 m nas áreas confinadas sob os espessos derrames basálticos da formação Serra Geral mais ao centro e oeste do Estado.

A água existente hoje nas porções confinadas do Guarani é oriunda da infiltração da água meteórica ocorrida a centenas ou milhares de anos nas áreas de seu afloramento mais a leste do Estado. Devido ao longo tempo de contato entre a água e as rochas, ocorre maior mineralização das águas confinadas a oeste à medida que se distanciam das áreas de recarga mais ao leste. Entretanto, a mineralização só não é mais intensa devido aos arenitos que formam esse aquífero não serem ricos em sais e minerais.

Na região da UGRHI 12 existem seis pontos de monitoramento da qualidade de águas subterrâneas, sendo que um deles está localizado em Orlândia. Esse ponto de monitoramento corresponde ao poço de abastecimento P1 e está identificado pela CETESB como GU0086P. Nesse ponto, é monitorada água proveniente do aquífero Guarani.

O Relatório de Qualidade das Águas Subterrâneas, publicado em 2012, indica que o Índice de Potabilidade das Águas Subterrâneas é considerado bom, tendo recebido classificação de 100,0%. Ainda assim, em uma das amostras coletadas no município de Morro Agudo, que monitora a qualidade do aquífero Serra Geral, foi verificado resultado positivo para presença de bacteriófagos F-específicos, que sugerem a presença de vírus entéricos e são indicativos da contaminação das águas subterrâneas por esgoto doméstico.

É válido também comentar que o ponto de monitoramento GU0086P, localizado em Orlândia, apresentou concentrações de nitrato acima do valor de

prevenção (5 mgN/L), mas inferiores à 10 mgN/L (valor máximo admitido para potabilidade).

3.5.2.b) Aspectos Quantitativos

No que concerne os aspectos quantitativos das águas subterrâneas, a produtividade do aquífero Serra Geral é considerada relativamente baixa (7 a 100 m³/h), justamente pela forma como ocorre o armazenamento de água (em falhas e fraturas).

Com relação à disponibilidade hídrica do Aquífero Guarani, observa-se que esse manancial apresenta imensa oferta de água, com índices de produtividade muito maiores que os observados no aquífero Serra Geral. Na região de Orlandia sua exploração é viável através da perfuração de poços profundos, conforme ocorre atualmente, tendo em vista que se encontra na sua região confinada abaixo da camada de basalto do aquífero Serra Geral.

Em termos de produtividade certamente o aquífero Guarani é melhor que o Serra Geral, embora necessite de poços profundos. Observa-se que exploração do aquífero Serra geral, além de menor produtividade, é dependente da presença de fraturas para viabilizar sua exploração.

3.6 INFRAESTRUTURA SANITÁRIA EXISTENTE

3.6.1 Sistema de Abastecimento de Água

O sistema de abastecimento de água atende praticamente 100% da área urbana do município, totalizando 13.058 ligações (dado de agosto de 2013). A maior parte da rede foi executada em fibrocimento, embora nas regiões mais periféricas, e, por conseguinte, de ocupação mais recente, as redes sejam de PVC.

A produção de água de abastecimento é em parte proveniente de captação de água superficial no Córrego dos Palmitos (120 L/s) e em parte dependente da exploração de manancial subterrâneo (175 L/s).

A água captada superficialmente é encaminhada a Estação de Tratamento de Água, que opera segundo o ciclo completo (i.e, coagulação, floculação, decantação, filtração e desinfecção) e atualmente não é feito tratamento dos despejos líquidos gerados no tratamento da água de abastecimento.

A captação de água subterrânea é feita pela exploração dos aquíferos Serra Geral e Guarani através da operação de 10 poços dispersos pela área urbana e em áreas rurais adjacentes.

O sistema de distribuição da água potável produzida é formado por um conjunto de 23 reservatórios dos tipos semienterrado, apoiado e elevado, localizados dispersos pela área urbana, formando 10 centros de reservação, que perfazem uma capacidade de armazenamento total de 11.210 m³. Adução da água potável produzida a esses centros de reservação é feita por um conjunto de adutoras por gravidade e recalque e 6 estações elevatórias.

A setorização da rede de distribuição é estabelecida de forma insipiente, sendo em função da localização dos vários centros de reservação e a conformação topográfica da área urbana. Não existe uma delimitação física que defina, de forma clara e funcional, os limites de cada setor de abastecimento.

Por se tratar do escopo dos trabalhos em questão, a descrição detalhada do sistema de abastecimento de água, bem como sua avaliação frente as atuais condições de operação e capacidades para o futuro atendimento das demandas previstas ao longo de horizonte de estudo, é apresentada na sequência deste relatório no capítulo 6 referente à descrição e diagnóstico dos sistemas existentes.

3.6.2 Sistema de Esgotamento Sanitário

O sistema de esgotamento sanitário apresenta índice de coleta, afastamento e tratamento do esgoto sanitário de 100%, o que coloca Orlândia em posição privilegiada se comparado aos demais municípios do Estado e do País.

A condição topográfica favorável da área urbana, associado aos esforços do poder público municipal ao longo desta década, são os principais fatores para que fosse atingida essa condição de destaque.

Os esgotos de toda a área urbana são coletados e afastados para o sistema de tratamento por gravidade, através de uma rede de interceptores localizados nos fundos de vale, formados principalmente pelo córrego dos Palmitos e pelo ribeirão do Agudo.

Todos os esgotos coletados são encaminhados para o local do sistema de tratamento, onde são recalçados, pela única estação elevatória de esgotos existente, para o sistema de tratamento composto de dois módulos, cada qual formado pela associação em série de uma lagoa anaeróbia e um lagoa facultativa secundária, caracterizando, portanto, a concepção clássica de Sistema de Lagoas de Estabilização do Tipo Australiano.

O sistema de tratamento conta ainda com estágio preliminar destinado à remoção de sólidos grosseiros e areia, localizado a montante da estação elevatória citada anteriormente.

Por se tratar do escopo dos trabalhos em questão, descrição mais detalhada do sistema de esgotamento sanitário, bem como sua avaliação frente as atuais condições de operação e capacidades para o futuro atendimento das demandas previstas ao longo de horizonte de estudo, é apresentada na sequência deste relatório no capítulo 6, referente à descrição e diagnóstico dos sistemas existentes.

4 PROJEÇÃO DEMOGRÁFICA

A evolução demográfica de uma população é influenciada por fatores bastante diversificados, de natureza social, econômica, política, geográfica, além de outras particularidades locais e regionais. Compreender a dinâmica desse processo permite prever, com alguma segurança, a população futura, e, por conseguinte, as demandas para o sistema de abastecimento de água potável e esgotamento sanitário. Esse conhecimento, por sua vez, deve nortear a definição de alternativas desses serviços.

Assim, o presente trabalho procedeu à verificação da projeção demográfica apresentada no Plano Diretor de Água e Esgoto original. O referido trabalho foi realizado em 2010, antes de serem divulgados os resultados do Censo IBGE 2010. Essa comparação permitiu confirmar que a evolução demográfica estimada no Plano Diretor de Água e Esgoto está coerente considerando censo oficial mais atual e, portanto, será adotada na presente revisão do plano.

Convém pontuar que o referido Plano, elaborado em 2010 considerou horizonte de estudo de 20 anos. No entanto, a tendência à diminuição do crescimento populacional justifica a adoção de horizontes de estudo mais longos, o que também permite a diluição dos investimentos em um prazo maior. Assim, a presente revisão adotou horizonte de estudo de 30 anos, ou seja, até 2045. A evolução demográfica prevista para a área urbana é apresentada na Tabela 4.1.

Tabela 4.1: Evolução demográfica da cidade de Orlandia (população urbana)

Ano	2015	2020	2025	2030	2035	2040	2045	Saturação
População (habitantes)	43.267	45.600	47.834	49.975	52.025	53.982	55.843	76.890

Outra consideração importante é que os limites de expansão da cidade de Orlandia foram modificados entre 2010 e 2013, o que precisou ser contemplado na presente revisão.

Para tanto, a definição das zonas homogêneas foi revista, levando-se em conta que na área urbana já consolidada (composta pelas zonas homogêneas 1, 3, 4, 5, 6, 7, 10 e 11) deverá permanecer a previsão populacional já feita. A zona 8 teve

sua área aumentada, uma vez que já foram aprovados alguns loteamentos nas suas imediações com as mesmas características do tipo de ocupação existente. A zona 9 teve sua forma modificada, e surgiram dois novos vetores de expansão, apelidados de “Expansão 8” e “Expansão 9”.

O primeiro segue o eixo da rodovia Francisco Marcos Junqueira Neto (SP-328), passando pelo Jardim Timboré, loteamento recente e considerado área urbana. Já a “Expansão 9” segue o eixo de uma estrada vicinal, à esquerda da rodovia Anhanguera (SP-330) (ver Desenho 1 no Anexo 4).

Vale ainda notar que embora a ZH 12 teve sua forma e áreas bastante alteradas, mas essa zona é eminentemente industrial, não tendo sido relacionado contingente populacional no plano original, o que foi mantido na revisão. A evolução demográfica por zona homogênea é apresentada na Tabela 4.2.

Tabela 4.2: Evolução demográfica urbana por zona homogênea da cidade de Orlandia

Zona Homogênea	2.015	2.020	2.025	2.030	2.035	2.040	2.045	Saturação
ZH1	990	1.013	1.034	1.054	1.074	1.093	1.111	1.190
ZH2	6.794	6.756	6.863	6.898	6.932	6.968	7.004	12.163
ZH3	2.861	2.951	3.038	3.121	3.200	3.276	3.348	3.657
ZH4	2.272	2.310	2.347	2.382	2.415	2.447	2.478	3.028
ZH5	7.648	7.551	7.458	7.368	7.283	7.201	7.122	6.862
ZH6	1.995	2.017	2.038	2.058	2.077	2.095	2.113	2.204
ZH7	9.689	9.960	10.220	10.470	10.709	10.937	11.154	12.718
ZH8	1.871	2.373	2.895	3.497	4.088	4.642	5.057	7.572
ZH9		830	1.756	2.574	3.374	4.175	5.032	14.203
ZH10	2.628	2.688	2.745	2.800	2.852	2.902	2.950	3.158
ZH11	5.906	6.116	6.316	6.508	6.693	6.869	7.035	7.713
Expansão 9		400	470	525	575	600	620	774
Expansão 8	614	635	655	720	753	778	820	1.648
ZH 12	Zona industrial, sem contingente populacional							
TOTAL	43.267	45.600	47.834	49.975	52.025	53.982	55.843	76.890

Vale pontuar que as populações de saturação foram recalculadas em função da modificação das áreas das zonas homogêneas.

4.1 DESCRIÇÃO DAS ZONAS HOMOGÊNEAS

As zonas homogêneas foram delimitadas mediante a observação de imagens obtidas por satélite e por visitas a campo abrangendo toda a área de projeto; para tanto, foram observados o adensamento, o tipo de uso do imóvel, sua localização, a qualidade da construção e o tamanho médio dos lotes.

ZH1 - É uma área nobre da cidade, com grandes lotes e já bem adensada;

ZH2 - Zona mista no prolongamento do centro, é adensada e sem a presença de verticalização;

ZH3 - Zona mista, adensada, constitui o centro da cidade. Há um prédio residencial;

ZH4 - Predominantemente residencial, lá se encontra o cemitério municipal. Sua área verde, formando o Parque Ciro Fernando Cata Preta, limita suas possibilidades de expansão;

ZH5 - Predominantemente residencial, com bom adensamento, apresentando comércio e serviços locais significativos ;

ZH6 - Zona residencial, de nível médio-médio;

ZH7 – Zona de expansão residencial, com ocupação recente por condomínios;

ZH8 – Zona de ocupação recente por um conjunto residencial em implantação;

ZH9 – Zona vazia. Deverá ser ocupada futuramente;

ZH10 - Predominantemente residencial, com imóveis de padrão médio-médio;

ZH11 – Zona mista, de padrão médio-médio, em que há unidades industriais e de serviços de médio porte. Presença de dois edifícios residenciais;

ZH12 – Estritamente industrial, não se prevê para ela a presença de contingentes demográficos;

Zona de Expansão 8 e 9: áreas ainda não ocupadas, mas previstas para expansão urbana, com ocupação predominantemente residencial e imóveis de padrão médio-médio.

5 ESTUDO DE DEMANDAS

5.1 DEMANDAS PREVISTAS PARA O SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

5.1.1 Determinação dos Consumos Unitários e Coeficientes de Variação de Vazão

Com base nos elementos constantes no cadastro comercial do período de dezembro de 2.012 a agosto de 2.013, é possível avaliar, de forma preliminar, os consumos unitários faturados por categoria de consumidor. Desta forma os valores obtidos, a menos de erros de medição, são representativos dos consumos faturados médios mensais para Orlândia.

Existem quatro tipos de categoria de consumidor, sendo:

- Residencial;
- Comercial;
- Industrial;
- Pública;

Os resultados das análises dos dados de consumo de água do cadastro comercial estão apresentados nas Tabelas 5.1, 5.2, 5.3 e 5.4 a seguir.

Tabela 5.1: Consumos Faturados (m³/mês)

Mês/ano	Residencial	Comercial	Industrial	Público	TOTAL
dez/12	218.771	21.509	8.578	466	249.324
fev/13	206.167	22.520	8.242	369	237.298
mar/13	213.173	20.361	9.961	406	243.901
abr/13	202.041	20.170	8.864	511	231.586
mai/13	220.520	22.587	9.628	543	253.278
jun/13	218.331	21.802	8.376	543	249.052
jul/13	205.827	20.962	8.538	4.622	239.949
ago/13	226.234	22.625	8.901	2.315	260.075
TOTAL	1.711.064	172.536	71.088	9.775	1.964.463
(% total)	87,1	8,8	3,6	0,5	100

Tabela 5.2: Total de Ligações

Mês/ano	Residencial	Comercial	Industrial	Público	TOTAL
dez/12	11.834	1.007	31	13	12.885
jan/13	11.837	1.006	31	13	12.887
fev/13	11.842	1.006	31	13	12.892
mar/13	11.871	1.006	31	13	12.921
abr/13	11.883	1.004	31	13	12.931
mai/13	11.901	1.004	32	13	12.950
jun/13	11.943	1.004	32	13	12.992
jul/13	11.971	1.006	32	39	13.048
ago/13	11.981	1.006	32	39	13.058
TOTAL	107.063	9.049	283	169	116.564
(% total)	91,8	7,8	0,2	0,1	100,0

Tabela 5.3: Consumo por Ligação (m³/mês.economia)

Mês/ano	Residencial	Comercial	Industrial	Público	TOTAL
dez/12	18,49	21,36	276,71	35,85	19,35
fev/13	17,41	22,39	265,87	28,38	18,41
mar/13	17,96	20,24	321,32	31,23	18,88
abr/13	17,00	20,09	285,94	39,31	17,91
mai/13	18,53	22,50	300,88	41,77	19,56
jun/13	18,28	21,72	261,75	41,77	19,17
jul/13	17,19	20,84	266,81		18,39
ago/13	18,88	22,49	278,16	59,36	19,92
MÉDIA	17,97	21,45	282,18	39,67	18,95

Tabela 5.4: Coeficiente do Dia de Maior Consumo – K₁

Consumo	Residencial	Comercial	Industrial	Público	TOTAL
Médio	17,97	21,45	282,18	39,67	18,95
Máximo	18,88	22,50	321,32	59,36	19,92
k ₁ (max/med)	1,05	1,05	1,14	1,50	1,05

Algumas conclusões a respeito dos valores nos quadros anteriores podem ser emitidas, a respeito de valores obtidos, no tratamento dos dados de consumo, quais sejam:

- A média de consumo residencial por ligação no período estudado ficou em torno de **18,0 m³/mês** e a média do consumo total por ligação é de **19,0 m³/mês**.
- O consumo residencial representa 87 % do consumo total e o número de ligações residenciais representa 92 % do total de ligações, todos em termos de valores médios do período estudado.
- O valor do coeficiente do dia de maior consumo (K_1), para o consumo residencial e para o total é de 1,05. Como a base de dados é incompleta (não considera pelos menos um ano completo) sugere-se a adoção do coeficiente **K_1 com o valor 1,2**, usualmente utilizado em projetos de sistemas de abastecimento de água para cidades similares à Orlândia.

Como a preponderância da categoria de consumo é a residencial, com esta análise dos valores do banco de dados comercial poder-se-ia admitir, para efeito de avaliação da demanda de água potável e para o atendimento de Orlândia, **o valor de 18,3 m³/mês**, que considera o volume total faturado no período de análise e o total das ligações residenciais. Dessa forma, esse parâmetro é determinado de forma mais conservadora, cerca de 8 % de segurança, pois é determinado com a divisão do total do volume faturado pela ligações residenciais, que representam 92% das ligações de água existentes.

Este é o parâmetro mais importante para o estudo de demandas, que, conjugado com os estudos populacionais, deve indicar a necessidade de água para o atendimento adequado da sede de Orlândia, atualmente e previsto para o ano de 2.045.

5.1.2 Determinação do Consumo “per capita”

Para a determinação do consumo “per capita” para a sede do município de Orlândia foram considerados os seguintes parâmetros:

- Índice hab/domicílio: 3,3 (dado do censo de 2010);
- Índice de submedição: 20% a 50%;
- Consumo/economia por mês: 18,3 m³/mês.

Os consumos “*per capita*” estão entre 221 e 276 L/hab.dia. A média entre estes valores é de aproximadamente 248 L/hab.dia. Vale comentar que, no Plano elaborado em 2010, o valor consumo *per capita* médio estimado foi de 296 L/hab.dia. No relatório final, foi sugerido que um dos fatores para o alto consumo *per capita* fosse devido ao hábito de utilização de água para minimização da poeira e dos resíduos das queimadas, nas áreas internas das residências e até mesmo nas vias públicas. Esse hábito se explica pela forte vocação agrícola do entorno, notadamente marcada por plantações de cana de açúcar, cujo processo de colheita mais tradicional é feito com o uso de queimadas. No entanto, o método de colheita tem sido modificado, principalmente, pela forte pressão ambiental, o que pode ter contribuído para a diminuição do consumo de água observada.

Assim, será adotado consumo unitário de **250 L/hab.dia** por todo o horizonte de projeto. Vale comentar que a adoção desse parâmetro foi feita por uma questão de segurança operacional, embora seja possível reduzir o consumo *per capita* com a implantação de programas de utilização racional da água e implantação de programas para redução dos índices de submedição.

5.1.3 Avaliação dos Índices de Perdas

Não existem dados suficientes que permitam avaliar os valores das perdas totais que ocorrem no sistema conforme as suas diversas origens. Segundo informações levantadas, a produção de água atual é de 280 L/s, sendo 120 L/s provenientes do manancial superficial e os 160 L/s restantes dos poços existentes.

A comparação entre o potencial de produção de água potável e os dados de micromedição (Tabela 5.1), que indica média de volume faturado equivalente a 245.558 m³/mês ou 95 L/s, indica que a perda total do sistema é de aproximadamente 66%, índice que pode ser considerado excessivo. É razoável supor, contudo, que parcela significativa dessa perda seja decorrente da submedição que é a principal fonte das perdas consideradas aparentes.

De uma forma geral, da totalidade das perdas, quando não se tem informações que permitam distribuí-las pelas diversas origens, costuma-se adotar uma relação que considera como sendo 60% perda física e 40% como perda aparente.

Como na determinação do consumo unitário já se considerou a perda pela submedição, as perdas físicas, a serem consideradas complementarmente à determinação das vazões necessárias podem ser avaliadas, inicialmente, no entorno de 40%, que é o mesmo índice adotado em início de plano no relatório de 2010. Com a implementação de todas as melhorias necessárias ao longo do tempo (substituição das redes de distribuição de fibrocimento, implantação da setorização, implementação de sistemas de controle de vazão, etc) pode-se avaliar uma redução neste índice de perdas físicas, conforme segue:

Tabela 5.5: Evolução do índice de perdas

2.015	2.020	2.025	2.030	2.035	2.040	2.045	Saturação
40%	38%	35%	30%	28%	25%	25%	25%

5.1.4 Determinação das Demandas Globais

Com base nos resultados dos itens anteriores e das projeções demográficas, objeto do capítulo 4, são apresentados os resultados das projeções das demandas de água longo do período de projeto (Tabela 5.6).

Tabela 5.6: Evolução das demandas globais de água ao longo do horizonte de estudo

		2.015	2.020	2.025	2.030	2.035	2.040	2.045	Saturação
População	(hab)	43.267	45.600	47.834	49.975	52.025	53.982	55.843	76.890
Qmédia	(L/s)	208,66	212,81	212,94	206,58	200,71	208,27	215,45	296,64
Qmáx Diária	(L/s)	233,70	239,20	240,62	235,50	230,82	239,51	247,76	341,14
Qmáx Horária	(L/s)	308,81	318,37	323,67	322,26	321,14	333,22	344,71	474,63

5.2 DEMANDAS PREVISTAS PARA O SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO

Para a determinação das demandas do sistema de esgotamento sanitário, consideram-se como base os consumos *per capita* de água definidos e apresentados anteriormente no item 5.1.2. mais o acréscimo da parcela de infiltração de água do lençol freático na rede de coleta dos esgotos.

Com relação à parcela de geração dos esgotos consideram-se os consumos *per capita* de água iguais a 250 L/hab x dia ao longo de todo horizonte de projeto, associado a um coeficiente de retorno água/esgoto igual a 0,8 (80%), que

usualmente é adotado para estudos e projetos de sistemas de esgotamento sanitário. Portanto, o valor *per capita* de esgoto definido no presente estudo é de 200 L/hab.dia (250*0,8).

Considerando-se os *per capita* de geração de esgotos, a evolução de população ao longo do horizonte de estudo, os coeficientes k_1 (máxima vazão diária) e k_2 (máxima vazão horária), a vazão de esgoto sanitário ao longo do horizonte de projeto é apresentada na Tabela 5.7.

Tabela 5.7: Evolução da vazão de esgoto sanitário gerada na área urbana de Orlandia

		2.015	2.020	2.025	2.030	2.035	2.040	2.045	Saturação
População	(hab)	43.267	45.600	47.834	49.975	52.025	53.982	55.843	76.890
Qmédia	(L/s)	100,16	105,56	110,73	115,68	120,43	124,96	129,27	177,99
Qmáx Diária	(L/s)	120,19	126,67	132,87	138,82	144,51	149,95	155,12	213,58
Qmáx Horária	(L/s)	180,28	190,00	199,31	208,23	216,77	224,93	232,68	320,37

Com relação à parcela de infiltração de água na rede de coleta, considera-se uma taxa de infiltração igual a 0,1 L/s x km de extensão de rede, sendo que a extensão de rede prevista ao longo do horizonte de estudo é definida tendo como base uma extensão unitária avaliada em 3,3 m/hab, que representa a situação atual do município de Orlandia.

A Tabela 5.8 apresenta a estimativa de água infiltrada na rede de coleta ao longo do horizonte de estudo.

Tabela 5.8: Evolução da vazão de água infiltrada na rede de coleta de esgotos

		2015	2020	2025	2030	2035	2040	2045	Saturação
População	(hab)	43.267	45.600	47.834	49.975	52.025	53.982	55.843	76.890
Comprimento rede	km	151,4	159,6	167,4	174,9	182,1	188,9	195,5	269,1
Q inf	(L/s)	15,1	16,0	16,7	17,5	18,2	18,9	19,5	26,9

A demanda para o sistema de esgotamento sanitário é calculada pela soma entre o esgoto sanitário gerado e a infiltração na rede, e está apresentada na Tabela 5.9.

Tabela 5.9: Demandas para o Sistema de Esgotamento Sanitário ao longo do horizonte de projeto

		2.015	2.020	2.025	2.030	2.035	2.040	2.045	Saturação
População	(hab)	43.267	45.600	47.834	49.975	52.025	53.982	55.843	76.890
Qmédia	(L/s)	115,30	121,52	127,47	133,17	138,64	143,85	148,81	204,90
Qmáx Diária	(L/s)	135,33	142,63	149,62	156,31	162,72	168,85	174,67	240,49
Qmáx Horária	(L/s)	195,42	205,96	216,05	225,72	234,98	243,82	252,23	347,29

6 DIAGNÓSTICO DO SISTEMA

6.1 SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

O sistema de produção de água de abastecimento da cidade de Orlandia é composto por mananciais superficial e subterrâneos. A captação de água superficial é feita no Córrego dos Palmitos e é encaminhada para uma Estação de Tratamento de Água (ETA) de ciclo completo. Já o manancial subterrâneo é explorado por dez poços espalhados pela malha urbana. A capacidade de produção de cada um dos elementos é apresentada na Tabela 6.1.

Tabela 6.1: Vazão de produção de água de abastecimento – Orlandia/SP

Tipo manancial	Identificação	Vazão Informada	Vazão Informada
		(m ³ /h)	(L/s)
Manancial subterrâneo	Gruta	113,0	31,4
	1	44,0	12,2
	2	180,0	50,0
	5	100,0	27,8
	Marico	58,0	16,1
Manancial Superficial	Capão do Meio	56,0	15,5
	Córrego dos Palmitos	432,0	120,0
TOTAL		983	273

O sistema de reservação da cidade conta com centros de reservação distribuídos de forma desigual pela malha urbana, sendo que a região da ETA comporta a maior capacidade de reservação.

Em linhas gerais, os elementos de produção, reservação, adução e distribuição de água potável de Orlandia encontram-se em más condições de conservação.

Os próximos itens apresentam descrição detalhada de cada uma das unidades de captação, produção, adução, reservação e captação de água, bem como considerações acerca das condições operacionais das referidas unidades.

6.1.1 Sistema produtor que explora o manancial superficial

O manancial superficial é o Córrego dos Palmitos onde é captada vazão de 120 L/s em uma estrutura composta por barragem de nível que possui vertedor do tipo perfil “Krieger” para o escoamento da vazão excedente e tomada de água formada por uma caixa de concreto dotada de grade para retenção de sólidos grosseiros.

A montante da barragem de nível observa-se o depósito de sedimentos que são regularmente dragados e dispostos à jusante. A grade de retenção de sólidos também é regularmente limpa de forma manual para evitar sua total obstrução e impedimento da captação da água.

A água bruta captada é encaminhada, por gravidade através de tubulação que opera sob regime de conduto forçado, para um complexo formado por 2 caixas de areia do tipo convencional de fluxo longitudinal que operam em paralelo e, na sequência pelo poço de sucção da estação elevatória de água bruta, que é responsável pela alimentação da Estação de Tratamento de Água. Esse complexo é localizado no cruzamento da avenida 1 com a rua 10.

No poço de sucção da estação elevatória de água bruta é aplicado hipoclorito de sódio com o objetivo de proporcionar a pré-oxidação da água bruta e utilizar a linha de recalque como reator de contato para a ação oxidativa do cloro.

A Estação de Tratamento de Água, localizada na rua 10 ao lado do Estádio Virgílio Ferreira Jorge, foi construída no final da década de 50, sendo que opera atualmente com uma vazão estimada em cerca de 120 L/s. A concepção desse sistema de tratamento é convencional de ciclo completo. Recebe a água bruta em uma estrutura de chegada dotada de vertedor onde é aplicada a cal hidratada, para a correção inicial de pH, e o sulfato de alumínio, para a coagulação da água pré-oxidada e alcalinizada.

Na sequência, a água é encaminhada por gravidade para um conjunto de dois flocculadores hidráulicos de chicanas verticais, que operam em paralelo. Cada unidade tem comprimento útil de 11,6 m e larguras distintas de 1,8 m e 3,10 m, totalizando uma largura útil de 4,90 m. Com relação à profundidade foi medido em campo cerca de 2,80 m em uma das unidades assumindo-se valor semelhante para

a outra. Portanto, o volume útil total considerando as duas unidades associadas em paralelo é da ordem de 162 m³. Considerando a vazão de produção atual, estimada em cerca de 120 L/s (7,2 m³/minuto), o tempo de detenção hidráulica é da ordem de 23 minutos, o que é considerado aceitável.

A água floculada passa então por um conjunto de quatro decantadores, associados em série, do tipo convencional de fluxo longitudinal, sendo que cada decantador tem comprimento útil de 13,2 m, largura útil de 6,1 m e profundidade útil de 3,0 m, resultando em uma área total de decantação de 322 m² e volume útil de 966 m³. Cada decantador possui, em sua porção final, canaletas de coleta de água decantada com comprimento total de vertedor da ordem de 27 m o que perfaz um comprimento total de soleira igual a 110 m.

Considerando a vazão de produção atual, estimada em cerca de 120 L/s (10.368 m³/dia), a taxa de aplicação superficial resultante nos decantadores é da ordem de 32 m³/m² x dia e o tempo de detenção hidráulica de cerca de 2,2 horas, que são parâmetros operacionais aceitáveis para a concepção dos decantadores e porte da ETA em questão.

O fundo dos decantadores é praticamente plano e dotado de canaleta central com leve caimento para as extremidades de montante e jusante, de forma a proporcionar escoamento da água e lodo nas operações de limpeza. A frequência de remoção do lodo é mensal, sendo um decantador por semana. A operação de limpeza é feita de forma manual com o esvaziamento da unidade através da abertura de válvulas de descarte de fundo e encaminhamento do lodo por jateamento de água e a ação mecânica dos operadores até os pontos de descarga.

A água decantada é coletada pelas canaletas e vertedores de sobrenadante e aduzida diretamente a 4 filtros do tipo rápidos de fluxo descendente associados em paralelo. Os filtros são dotados de leito filtrante simples de areia, camada suporte de pedregulho e fundo com difusores (crepinas) próprios para a lavagem somente com água. Cada filtro possui comprimento útil de 3,6 m e largura útil de 3,5 m, perfazendo uma área de filtração total da ordem de 50 m².

Considerando a vazão de produção atual, estimada em cerca de 120 L/s (10.368 m³/dia), a taxa média de filtração resultante nas quatro unidades é da ordem

de 200 m³/m² x dia, o que está dentro do recomendado para essa configuração de filtro.

Os filtros operam segundo regime de taxa constante e tem o controle de nível operacional feito por uma única caixa localizada a jusante, que recebe a água filtrada do barrilete de tubulações e válvulas de água filtrada e de lavagem, existente no piso térreo do interior da Casa de Química.

A lavagem dos filtros é feita por gravidade com a água tratada armazenada no reservatório existente na cobertura da Casa de Química, sendo que esse reservatório, com volume de 50 m³, é alimentado por recalque, através de uma derivação da adutora que alimenta o Centro de Reserva da Caixa Torre. A lavagem dos filtros atualmente é feita em média a cada 12 horas, sendo que todos são lavados de forma sequencial quando a água filtrada apresenta turbidez acima de limites pré-estabelecidos pelos operadores. O intervalo entre a lavagem de cada filtro é de cerca de 30 minutos devido ao tempo necessário para o enchimento do reservatório.

Na caixa de controle de nível dos filtros a água filtrada recebe correção final de pH através da aplicação de cal hidratada e hipoclorito de sódio para desinfecção. A fluoretação atualmente não é praticada nesse sistema de tratamento.

Embora diversos parâmetros de operação da ETA estejam adequados, como tempo de floculação e taxa de aplicação nos decantadores e filtros, o sistema apresenta diversos problemas de ordem operacional, além das más condições de preservação observadas nas unidades. Um primeiro ponto digno de nota é que não existe nenhuma estrutura ou equipamento que permita a realização acurada da vazão de água bruta afluente a ETA, sendo que o valor de 120 L/s configura apenas uma estimativa feita pelos técnicos do DAE, em virtude das características dos conjuntos motobomba responsáveis por recalcar a água bruta até a ETA.

Foi também identificado problema no canal de chegada da água bruta, onde foi observado que os pontos de aplicação da cal hidratada e do sulfato de alumínio ocorre em pontos muito próximos, não havendo tempo suficiente para ação da cal hidratada na correção inicial de pH. Acresce que não existe nenhuma garantia de que condição de mistura no ponto de aplicação do sulfato de alumínio seja enérgica

e rápida o suficiente, o que poderia comprometer a etapa de coagulação da água bruta.

Notou-se ainda que os floculadores não apresentam condições hidráulicas adequadas para formação de flocos com boa sedimentabilidade. A deficiência dos floculadores já havia sido comentada no Plano Diretor de Abastecimento de Água e Esgotamento Sanitário, elaborado em 2010.

Outro aspecto negativo observado durante as visitas a campo foi a má condição de escoamento da água floculada aos decantadores. Os canais de água floculada apresentam pequenas dimensões, resultando em velocidades de escoamento muito elevadas e distribuição heterogênea da água floculada, bem como foi observada a presença de quedas-livre causadas por vertedores, que certamente contribuem com a quebra dos flocos formados na etapa de floculação.

As más condições da etapa de floculação comprometem a etapa de decantação da água. O Plano Diretor elaborado em 2010 relatou a ocorrência de carreamento de flocos pela água decantada, embora a taxa de escoamento linear nos decantadores possa ser considerada conservadora. Se as condições operacionais da unidade de decantação estão adequadas e ainda assim há carreamento de flocos, é possível afirmar que o limitante está na etapa de formação dos flocos e de distribuição da água floculada nos decantadores.

A prática de descarte de lodo adotada representa perda de água significativa, além de aumentar a demanda operacional da ETA. Ademais, a frequência de limpeza dos decantadores (mensal) leva à degradação da matéria orgânica sedimentada, o que pode induzir à contaminação da água.

É forçoso pontuar que todas as unidades que compõem o sistema encontram-se em avançado estado de deterioração de suas estruturas e acabamentos, o que se deve, principalmente, à avançada idade do sistema e às dificuldades na realização de ações de manutenção preventivas e corretivas. Em alguns pontos é notado comprometimento significativo da estrutura de concreto, fator que causa riscos aos operadores e à continuidade da operação desse sistema de tratamento.

6.1.2 Sistemas Produtores que exploram mananciais subterrâneos

O sistema produtor que explora os mananciais subterrâneos é composto por dez poços espalhados pela malha urbana, sendo que tanto o aquífero Guarani quanto o Serra Geral são explorados. A produção de água proveniente de manancial subterrâneo perfaz 45 m³/h (ou 160 L/s) e a contribuição de cada um dos poços explorados pode ser verificada na Tabela 6.1 e sua localização é apresentada no Desenho 3 do Anexo 4.

A água captada no Poço da Gruta é aduzida para o Centro de Reservação ETA, e sua desinfecção é feita indiretamente pelo cloro residual presente na água de abastecimento proveniente da ETA.

Os poços P1 e P5 estão localizados no mesmo complexo de recebimento da água bruta captada superficialmente. A água proveniente dos referidos poços é encaminhada para um reservatório apoiado de 150 m³, onde é dosada solução de hipoclorito de sódio para proceder à desinfecção. O reservatório atua ainda como poço de sucção para estação elevatória responsável por encaminhar a água proveniente desses poços para o Centro de Reservação Jd. Siena Zita.

O poço P2 está localizado no cruzamento do Anel Viário com a Avenida 10, sendo que a água captada é armazenada em um reservatório apoiado de 500 m³. A água captada por esse poço é submetida à desinfecção com hipoclorito de sódio aplicado na entrada do referido reservatório. Através de uma estação elevatória, esse centro de produção atende diretamente parte da região central da área urbana (abaixo da rua 1) e o Jardim São Pedro, sendo que a sobra de água após o atendimento dessas regiões é encaminhado, pelo mesmo recalque direto, para o Centro de Reservação da ETA.

O sistema de poços “Capão do Meio” é composto por cinco poços, identificados como P6, P7, P8, P10 e P11, localizados na Fazenda Capão do Meio e posicionados muito próximos uns aos outros. Esses poços abastecem um reservatório de 500 m³, sendo que a dosagem de solução de hipoclorito de sódio é feita na entrada do referido reservatório. A água produzida por esse sistema alimenta o Centro de Reservação Jd. José Vieira Brasão. É digno de nota que esse sistema de poços apresenta diversos problemas operacionais, sendo que o Plano Diretor elaborado em 2010 já relatava esses problemas. Ademais, a produção desse

conjunto de poços pode ser considerada baixa (56 m³/h), o que pode estar relacionado, dentre outros fatores, à proximidade geográfica entre eles.

O poço Marico, localizado em Fazenda homônima, possui sistema de aplicação de hipoclorito de sódio junto ao cavalete e alimenta diretamente o Centro de Reservação Parisi. Na linha de recalque desse poço, existe uma derivação que tem a função de alimentar o Centro de Reservação José Vieira Brasão quando os reservatórios do CR Parisi estão cheios. Vale notar que o sistema de poços “Capão do Meio” e o poço Marico estão localizados em zona de expansão urbana.

Em todos os poços a exploração de água subterrânea é feita durante 24 horas por dia, o que é inadequado, pois não permite a recuperação do poço. O Departamento de Águas e Energia Elétrica (DAEE) recomenda exploração máxima durante 20 horas por dia, visando à manutenção do manancial.

6.1.3 Sistemas de Adução, Reservação e Distribuição de Água de Abastecimento

A rede de distribuição de água abrange totalmente a área urbana e possui índice de atendimento de praticamente 100%, sendo formada por 135 km de tubulações, predominantemente de fibrocimento.

A rede apresenta-se totalmente interligada, não havendo uma delimitação física definida de regiões atendidas, que possam configurar setores de abastecimento. Essa divisão é feita de forma aproximada, segundo a proximidade geográfica com os Centros de Reservação existentes. As características de cada um desses centros estão sintetizadas na Tabela 6.2 e são detalhadas nos itens subsequentes.

Tabela 6.2: Identificação dos reservatórios existentes em Orlandia/SP

Centro de Reservação	Descrição Reservatórios	Quantidade	Volume Reservatórios (m³)	Capacidade Total de Reservação
Caixa Torre	Apoiado	3	500	1.750
	Elevado	1	250	
ETA	Semienterrado	1	2.400	3.950
	Semienterrado	2	700	
	Semienterrado	1	150	
Vila Bucci	Apoiado	1	500	500
Boa Vista (Retorno)	Apoiado	1	500	700
	Apoiado	1	200	
Jardim Siena Zita	Apoiado	2	500	1.200
	Elevado	2	100	
Jd. José Vieira Brasão	Apoiado	1	1.000	1.500
	Elevado	1	500	
Parisi	Semienterrado	1	200	360
	Apoiado	1	80	
	Elevado	1	80	
TOTAL				9.960

Fonte: Relatório Final Plano Diretor de Abastecimento de Água e Esgotamento Sanitário (nov/2010), Visitas de Campo e consultas aos técnicos do DAE

Outros reservatórios, que não integram os centros de reservação, são listados na Tabela 6.3.

Tabela 6.3: Identificação reservatórios independentes em Orlândia

Localização	Descrição Reservatórios	Quantidade	Volume Reservatórios (m³)	Capacidade Total de Reservação
P1 e P5	Apoiado	1	150	150
P2	Apoiado	1	500	500
Caixa de Transferência (Av. J)	Apoiado	1	200	200
Paioi do Meio	Apoiado	1	500	500
TOTAL				1.350

Fonte: Relatório Final Plano Diretor de Abastecimento de Água e Esgotamento Sanitário (nov/2010), Visitas de Campo e consultas aos técnicos do DAE

As características detalhadas de cada um dos reservatórios são apresentadas a seguir.

a) Centro de Reservação Caixa Torre

O CR Caixa Torre está localizado no cruzamento da Avenida 9 com a rua 20 e é alimentado por recalque com água proveniente do CR ETA. O CR Caixa Torre é composto por quatro reservatórios, sendo três apoiados e um elevado, todos executados em concreto. O volume de reservação desse CR é de 1.750 m³ e abastece a região central a partir da rua 11 e os bairros Jardins Cidade Alta, São João, Mariotto, Paraíso, Nova Orlândia, Teixeira, Prado e também pelo Distrito Industrial.

b) Centro de Reservação ETA

O CR ETA, localizado na rua 10 em frente ao Estádio Virgílio Ferreiro Jorge e à ETA, é alimentado pela água produzida na ETA, pela água captada no Poço da Gruta e pela sobra da água captada no P2.

O CR é composto por quatro reservatórios, todos em concreto e semienterrados, a partir dos quais é abastecida, por gravidade, a área central da cidade. O CR ETA abastece, ainda, por recalque, os CR Boa Vista e Caixa Torre, a partir de conjuntos motobomba instalados nas suas imediações.

Vale comentar que reservatório 2.400 m³, que integra o CR ETA possui cobertura metálica que é inadequada para proteção da água tratada. Essa cobertura

apresenta muitas aberturas na região da junção do telhado com as paredes laterais, permitindo a entrada de pássaros e outros animais.

c) Centro de Reservação Vila Bucci

O CR Vila Bucci está localizando no cruzamento da rua 28 com a avenida 13 e possui apenas um reservatório de concreto com volume de reservação de 500 m³, alimentado por gravidade a partir do reservatório elevado existente no CR Caixa Torre, com a sobra do atendimento das regiões abastecidas pela Torre. Esse centro de reservação é responsável pelo atendimento dos bairros Jd. São Francisco, Jd. Júlio Bucci e Jd. São João.

d) Centro de Reservação Boa Vista (Retorno)

O CR Boa Vista está localizado no cruzamento da Avenida G com a rua 10. A água proveniente do CR ETA é aduzida até o CR Boa Vista, alimentando os dois reservatórios em concreto, apoiados, que perfazem volume de reservação de 700 m³. A partir desses reservatórios os Jardim Boa Vista (abaixo da av. F), os Jardins Benini e dos Servidores são abastecidos por gravidade.

e) Centro de Reservação Jd. Siena Zita

O CR do Jardim Siena, localizado próximo ao cruzamento da avenida O com rua 18, possui quatro reservatórios, todos executados em concreto, sendo dois apoiados de 500 m³ e dois elevados de 100 m³. Esse centro de reservação é abastecido a partir dos poços P1 e P5 por dois sistemas de recalque associados em série, o primeiro capta água do reservatório apoiado existente no local onde estão os referidos poços e recalca a água até um reservatório de transição de volume de 200 m³ localizado na avenida "J" com a rua 12. Esse reservatório de transição, conhecido como Caixa de Transferência da Avenida "J", serve como poço de sucção para um segundo sistema de recalque que alimenta diretamente os reservatórios apoiados e elevados do CR Jd Siena.

O CR do Jardim Siena também recebe a água excedente que abastece a região servida pelo Centro de Reservação José Vieira Brasão.

As regiões do Jardim Zita de Oliveira Siena, Mutirão, 1º de Maio, CECAP, Jd. Boa Vista (acima da Av. F) e o Jardim das Flores, são abastecidas por gravidade partir dos reservatórios apoiados e elevados do CR Jardim Siena.

f) *Centro de Reservação Jd. José Vieira Brasão*

Esse centro de reservação, localizado no cruzamento da avenida Z com a rua 16, possui dois reservatórios metálicos, sendo um apoiado de 1.000 m³ e outro de 500 m³.

A água captada pelos poços do Sistema de Produção Capão do Meio é aduzida por recalque para esse centro de reservação, sendo sua principal fonte de alimentação. Outra via de abastecimento possível para o CR V. Brasão é a sobra de água recalcada para o CR Parisi.

Esse centro de reservação é responsável pelo abastecimento do Jardim José Vieira Brasão e do Jardim Sta Rita, sendo que também pode contribuir com a alimentação do CR Jardim Siena com a sobra de água do abastecimento desses dois bairros.

g) *Centro de Reservação Parisi*

O Centro de Reservação Parisi, localizado no cruzamento da avenida Q com a rua 3, possui três reservatórios, sendo um semienterrado de concreto de 200 m³, um apoiado metálico de 80 m³ e um elevado executado em concreto, também com 80 m³ de capacidade.

A alimentação desse centro de reservação é feita com a água captada pelo poço do Marico, sendo que quando os reservatórios estão cheios, a água passa a ser aduzida para o CR José Vieira Brasão através de uma derivação da linha de recalque principal.

O CR Parisi é responsável pelo abastecimento da região conhecida como Jardim Parisi.

A Tabela 6.4 apresenta levantamento das estações elevatórias existentes no sistema de distribuição da água de abastecimento (sistemas de bombeamento do sistema de produção de água não estão inclusos).

Tabela 6.4: Elevatórias do Sistema de Abastecimento de Água de Orândia/SP

ELEVATÓRIA	CONJUNTOS MOTOBOMBA			FUNÇÃO	
	Quantidade	Vazão (m ³ /h)	AMT (mca)		Potência (CV)
EEAB Captação	1	420	70	150	Recalque de água bruta para a ETA
	1	420	70	200	Reserva
	1	200	70	75	Reserva
EEAT CR ETA	2 (1 + 1)	500	60	150	Recalque para o CR Caixa Torre
	2 (1 + 1)	66	20	15	Recalque para o CR Jd. Boa Vista
EEAT CR Poço P2	1	90	90	60	Recalque para rede e sobra para CR ETA
	1	-	-	75	Reserva emergencial
EEAT CR Caixa Torre	1	-	-	60	Alimentação do Reservatório Elevado (Torre)
	1	-	-	50	Desativada
EEAT CR Poços P1 e P5	2	108	100	75	Recalque para Caixa de transf. da Av. J
	1	180	60	75	
EEAT Av. J	-	-	-	-	Recalque para CR Jd Siena (Zita)
EEAT Capão do Meio	1	108	100	75	Recalque para CR J.V. Brazão

Fonte: Relatório Final Plano Diretor de Abastecimento de Água e Esgotamento Sanitário (nov/2010), Visitas de Campo e consultas aos técnicos do DAE

6.2 SISTEMA DE AFASTAMENTO E TRATAMENTO DE ESGOTO SANITÁRIO

6.2.1 *Sistema de Afastamento*

Conforme levantado no Plano Diretor elaborado em 2010 e corroborado no Relatório Preliminar (Novembro de 2013), a cidade de Orândia apresenta índices de coleta e afastamento bastante satisfatórios e acima da média observada para o Estado de São Paulo, uma vez que o sistema de esgotamento sanitário atende 100% da população urbana.

O sistema de afastamento foi favorecido pela própria topografia da cidade, que permite que o encaminhamento do esgoto seja feito por gravidade, sem a necessidade de instalação das estações elevatórias. Vale destacar também os esforços do município ao longo da última década, com a implantação dos interceptores de fundo de vale. Os interceptores foram executados com diâmetros entre 1.000 e 1.500 mm, sendo capazes de transportar toda vazão de esgoto sanitário por todo horizonte de projeto, mesmo nas áreas de baixas declividades.

6.2.2 Sistema de Tratamento do Esgoto Sanitário

O esgoto coletado é encaminhado por gravidade para a Estação de Tratamento de Esgoto, sendo que na chegada o esgoto passa por tratamento preliminar, numa estrutura formada por grades médias e duas caixas de areia do tipo convencional de fluxo longitudinal. Essa estrutura está em estado precário de conservação e operação, necessitando ser reformada.

Na sequência do tratamento preliminar, o esgoto é bombeado para o sistema de tratamento, composto por dois módulos de lagoas de estabilização que operam em paralelo e seguem a concepção do sistema australiano, a saber, lagoa anaeróbia seguida de lagoa facultativa.

As lagoas anaeróbias possuem 100 m de comprimento, 32 m de largura na sua base e profundidade útil de 3,5 m, perfazendo 14.400 m³. Já as lagoas facultativas foram implantadas com 250 m de comprimento, 76 m de largura (lâmina líquida) e profundidade útil de 1,8 m, perfazendo volume útil de 31.500 m³.

Conforme discutido no Plano Diretor de 2010, os tempos de detenção hidráulica verificadas para as lagoas anaeróbias são insuficientes para garantir o bom funcionamento do sistema, e a geração de maus odores que tem sido relatada pelos técnicos do DAE e pela população do entorno confirmam o diagnóstico de mau funcionamento do sistema.

A verificação feita para as lagoas facultativas confirma o diagnóstico levantado em 2010 – as taxas de aplicação estão acima do recomendado na literatura, o que também compromete o desempenho do sistema de tratamento.

Convém pontuar que o corpo receptor do esgoto é o Ribeirão do Agudo, atualmente enquadrado na Classe 4, que é a menos restritiva em termos ambientais.

Assim, o sistema de lagoas de estabilização em condições adequadas de operação poderia ser suficiente para atender aos padrões de lançamento nesse rio.

No entanto, existe uma tendência de melhoria da qualidade das águas dos corpos hídricos no Estado de São Paulo, o que tem levado a um consequente reenquadramento dos rios para classes menos restritivas. Dessa forma, existe a possibilidade do Ribeirão Agudo ser reenquadrado para a Classe 3, sendo que, nesse caso, o tratamento baseado em lagoas de estabilização não é capaz de atender às condicionantes ambientais mais restritivas, tanto com relação à remoção de carga orgânica carbonácea e amoniacal, quanto com relação à remoção dos nutrientes e microrganismos indicadores da presença de patogênicos.

7 SISTEMA DE DRENAGEM URBANA E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS

O diagnóstico da situação no que se refere ao sistema de drenagem urbana e manejo de águas pluviais foi feito pela comparação das vazões de pico e da capacidade das seções existentes.

Conforme já apontado na seção 3, passam pela cidade de Orândia o Córrego dos Palmitos, que corta a área urbana e o Ribeirão do Agudo, que margeia o sul da área urbana. O Córrego dos Palmitos está canalizado em concreto em grande parte do trecho que passa pela cidade, não havendo outras estruturas para manejo de águas pluviais em Orândia.

7.1 ESTUDOS HIDROLÓGICOS

7.1.1 Determinação da equação de chuva (relações intensidade-frequência-duração)

Para estudos hidrológicos em áreas urbanas são utilizadas normalmente as relações intensidade-frequência-duração das chuvas de curta duração da localidade a ser estudada. Entretanto, nem todas as localidades dispõem de dados suficientes para o levantamento desta relação, como é o caso do município de Orândia. Em localidades com quantidade e qualidade de dados insuficientes, as únicas informações disponíveis são as chuvas de um dia, e para estes casos pode-se utilizar metodologia para obtenção da relação intensidade-frequência-duração de forma preliminar, mas coerente com relações existentes em localidades vizinhas.

A metodologia consiste na obtenção das alturas pluviométricas das chuvas máximas de 24 horas a partir das chuvas de um dia e, com as chuvas de 24 horas, determinar as alturas pluviométricas para durações menores. Obtidos estes dados, pode-se proceder à determinação da relação intensidade-frequência-duração.

Para a conversão de alturas de chuva máximas de 1 dia para 24 horas, pode-se utilizar a relação entre alturas pluviométricas das chuvas de 24 horas e de 1 dia obtida em estudos do Instituto Astronômico e Geofísico de São Paulo, aproximadamente igual a 1,14 e independente do período de retorno. Por sua vez, para a conversão de alturas de chuva máximas de 24 horas para durações menores, podem-se utilizar as relações entre alturas pluviométricas de diferentes durações

propostas pelo trabalho “Chuvas Intensas no Brasil”, resultado do tratamento de dados pluviográficos de 98 postos distribuídos em todo o país.

Os dados de chuva utilizados na determinação da relação intensidade-frequência-duração da cidade de Pirassununga foram obtidos da série histórica de alturas pluviométricas máximas anuais, do posto pluviométrico que integra a rede estadual operada pelo DAEE. Esta série histórica foi submetida a um tratamento estatístico utilizando-se a distribuição de frequência de Gumbel-Chow, para a obtenção das alturas de chuva de 1 dia com diferentes períodos de retorno.

Utilizando-se as relações mencionadas anteriormente, foram obtidas as alturas de chuva de 24 horas e de durações menores, bem como as intensidades de chuva em mm/min para as mesmas durações e períodos de retorno.

A expressão geral da relação intensidade-frequência-duração é dada por:

$$I = \frac{K.Tr^M}{(t + t_0)^N}$$

onde:

I = intensidade em mm/min;

Tr = período de retorno em anos;

t = duração da chuva em min;

t₀ = correção do termo referente à duração (no caso, t₀=13 min);

Os parâmetros K, M e N são determinados por análise de regressão.

Assim, a equação determinada foi:

$$I(\text{mm}/h) = \frac{814,8 T_R^{0,191}}{(t + 11)^{0,751}} \quad T_R \leq 100 \text{ anos}$$

7.1.2 **Método SCS**

O método SCS (*Soil Conservation Service*) foi proposto pelo Serviço Nacional de Conservação de Recursos (NCRS) dos Estados Unidos e objetiva estimar o escoamento superficial de uma determinada chuva em uma bacia hidrográfica,

utilizando informações acerca do tipo de solo e cobertura vegetal. É indicado para bacias com área entre 2 e 2.600 km².

A determinação do escoamento superficial direto é dado pela expressão (i), sendo P_e o escoamento [mm], P a precipitação total [mm] e S a retenção potencial do solo [mm].

$$P_e = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \text{ onde } P > 0,2S \quad (i)$$

O valor de S é função do tipo e uso do solo e das condições antecedentes de umidade, como a água armazenada no solo e da infiltração da bacia, e seu cálculo é função do coeficiente de deflúvio (CN).

$$S = \frac{25.400}{CN} - 254 \quad (ii)$$

O parâmetro CN é adimensional e indica a capacidade daquela região, em função do solo e da cobertura vegetal. O método SCS utiliza 4 tipos hidrológicos de solo, sendo que o A corresponde à solos altamente permeáveis e que produzem baixo escoamento superficial e o D é caracterizado por baixa capacidade de infiltração, gerando, por conseguinte, maior proporção de escoamento superficial. As faixas de valores típicos de CN para bacias urbanas e suburbanas e para bacias rurais são apresentadas nas Tabelas 7.1 e 7.2.

Tabela 7.1: Valores de CN para bacias urbanas e suburbanas

Utilização ou Cobertura do Solo	Tipos de Solo				
	A	B	C	D	
Zonas cultivadas: Sem conservação do solo	72	81	88	91	
Com conservação do solo	62	71	78	81	
Pastagens ou terrenos baldios: em más condições	68	79	86	89	
boas condições	39	61	74	80	
Prado em boas condições	30	58	71	78	
Bosques ou zonas florestais: Cobertura ruim	45	66	77	83	
Cobertura boa	25	55	70	77	
Espaços abertos, relvados, parques, campos de golfe, cemitérios (em boas condições):					
Com relva em mais de 75% da área	39	61	74	80	
Com relva em 50 a 75% da área	49	69	79	84	
Zonas comerciais e de escritórios	89	92	94	95	
Zonas industriais	81	88	91	93	
Zonas residenciais:					
Tamanho do lote					
(em m ²)	% média impermeável				
Até 500 m ²	65%	77	85	90	92
500 a 1000 m ²	38%	61	75	83	87
1000 a 1300 m ²	30%	57	72	81	86
1300 a 2000 m ²	25%	54	70	80	85
2000 a 4000 m ²	20%	51	68	79	84
Estacionamentos pavimentados, viadutos, telhados, etc.		98	98	98	98
Ruas e estradas:					
Asfaltadas, com drenagem de águas pluviais		98	98	98	98
Pavimentadas com paralelepípedos		76	85	89	91
De terra		72	82	87	89

Fonte: Tucci (2004)

Tabela 7.2: Valores de CN para bacias rurais

Utilização ou Cobertura do Solo		Tipos de Solo			
		A	B	C	D
Solo lavrado	Com sulcos retilíneos	77	86	91	94
	Em fileiras retas	70	80	87	90
	em curva de nível	67	77	83	87
Plantações regulares	terraceado em nível	64	76	84	88
	em fileiras retas	64	76	84	88
	em curva de nível	62	74	82	85
Plantações de Cereais	terraceado em nível	60	71	79	82
	em fileiras retas	62	75	83	87
	em curva de nível	60	72	81	84
	terraceado em nível	57	70	78	89
Plantações de Legumes ou Cultivados	Pobres	68	79	86	89
	Normais	49	69	79	94
	Boas	39	61	74	80
Pastagens	Pobres, em curvas de nível	47	67	81	88
	Normais, em curvas de nível	25	59	75	83
	Boas, em curvas de nível	6	35	70	79
	Normais à	30	58	71	78
Campos permanentes	Esparsas, de baixa transpiração	45	66	77	83
	Normais à	36	60	73	79
	Densas, de alta transpiração	25	55	70	77
Chácaras e Estradas de terra	Normais	56	75	86	91
	Más	72	82	87	89
	De superfície dura	74	84	90	92
Florestas	Muito esparsas, baixa transpiração	56	75	86	91
	Esparsas	46	68	78	84
	Densas, de alta transpiração	26	52	62	69
	Normais	36	60	70	76

Fonte: Tucci (2004)

O coeficiente de deflúvio foi adotado a partir do tipo de ocupação e uso de solo existente para as duas bacias. Para essa definição contribuíram tanto as observações feitas *in loco* quanto em imagens de satélite do Google Maps.

Para a bacia de escoamento do Córrego dos Palmitos, observa-se que o padrão de ocupação se divide entre pastagens e atividades agrícolas e área urbanizada do município de Orlandia. Assim, o coeficiente de deflúvio adotado para essa bacia foi de 75.

Já para a bacia do Ribeirão do Agudo, notou-se que na maior parte de sua área desenvolvem-se atividades agrícolas, e as áreas de preservação permanente marginais estão relativamente bem preservadas. A área urbana na bacia do Ribeirão do Agudo corresponde a um pequeno trecho e, assim, o coeficiente de deflúvio adotado para essa bacia foi de 60.

A determinação da vazão de pico dos hidrogramas unitários é feita utilizando a expressão (iii), onde Q é a vazão de pico do hidrograma unitário [m^3/s], P_e é a precipitação excedente [mm] e A é a área da bacia hidrográfica [km^2].

$$T_p = \frac{D}{2} + 0,6T_c \quad (iii)$$

D é o intervalo de discretização da chuva [horas] e T_c o tempo de concentração [horas]. O cálculo de D é dado pela expressão (iv).

$$D = \frac{T_c}{7,5} \quad (iv)$$

As áreas das bacias foram obtidas por planimetria, tendo sido delimitadas a partir das cartas cartográficas disponibilizadas pelo IBGE. Foram utilizadas as cartas identificadas como São Joaquim da Barra, Sales de Oliveira e Batatais, em escala de 1:50.000, com curvas de nível a cada 20 metros.

Os pontos utilizados para verificação das seções estão identificados no Desenho 6, Anexo 4. Embora as áreas de cada uma dessas sub-bacias forneça diferentes vazões de pico, foi adotada a vazão de pico obtida para o ponto de exutório da bacia em todos os pontos.

As características de cada bacia, adotadas nos cálculos hidrológicos, bem como as vazões de pico obtidas, são apresentadas na Tabela 7.3. As vazões de

pico apresentadas correspondem às vazões para período de retorno de 100 anos, já que esse é o parâmetro exigido pelo Departamento de Águas e Energia Elétrica (DAEE) para verificação e/ou dimensionamento de estruturas de manejo de águas pluviais urbanas.

Tabela 7.3: Parâmetros adotados para aplicação do método SCS e vazões de pico obtidas para tempo de retorno de 100 anos

	Córrego dos Palmitos	Ribeirão do Agudo
Área (km ²)	11,3	117,4
Coefficiente de deflúvio	75	60
Comprimento talvegue (km)	8	25,25
Declividade média (m/m)	0,019	0,009
Vazão de pico (m ³ /s)	61,5	186,9

7.2 DIAGNÓSTICO DA SITUAÇÃO ATUAL

Para realizar o diagnóstico da solução atual, foram calculadas as capacidades de escoamento de cada trecho e comparadas à vazão de pico para tempo de retorno de 100 anos.

Para verificação das capacidades máximas de escoamento dos canais (capacidade hidráulica) foi utilizada a fórmula de Manning. Essas fórmulas estão apresentadas a seguir.

$$R_h = \frac{A}{P_m}$$

$$Q_{m\acute{a}x} = A \times \frac{1}{n} \times R_h^{2/3} \times I^{1/2}$$

Onde:

- A = Área da secção (m²);
- P_m = Perímetro molhado (m);
- R_h = Raio hidráulico (m);
- n = Coeficiente de rugosidade de Manning;
- I = Declividade média do canal (m/m).

Para o uso destas formulações foram estabelecidos alguns parâmetros:

O valor adotado para o coeficiente de Manning (n) foi de 0,016 para canais revestidos de concreto, 0,035 para canais naturais.

Para utilizar a fórmula de Manning, já apresentada, é necessário calcular as áreas e o perímetro molhado das seções. Para tanto são necessárias as dimensões, como largura e altura, das seções. Essas dimensões foram obtidas em levantamento feito no local.

Na sequência, as capacidades máximas de escoamento fornecidas pela aplicação da equação de Manning foram comparadas às vazões de pico para tempo de retorno de 100 anos obtidas no método SCS, o que permitiu que fosse feito diagnóstico da situação atual dos canais de drenagem de cada bacia estudada.

Os pontos de visita e, portanto, os pontos onde foram feitos os cálculos para verificação do canal são apresentados no Desenho 6, no Anexo 4.

7.2.1 Córrego dos Palmitos

O Córrego dos Palmitos passa por dentro da área urbana, como se cortasse a cidade e encontra-se praticamente canalizado em toda sua extensão dentro da área urbanizada. Durante a visita de campo, foram identificadas duas seções de canal que se repetem ao longo do curso do córrego, esquematizadas nas Figuras 7.1 e 7.2. Vale comentar que apenas um pequeno trecho, entre a Rua 6 e a Rua 4, encontra-se bastante assoreado. Existem evidências que esse trecho foi canalizado, mas o canal não é mais visível, devido ao assoreamento e ao crescimento de vegetação. Nesse trecho, as características geométricas do canal apenas foram estimadas.

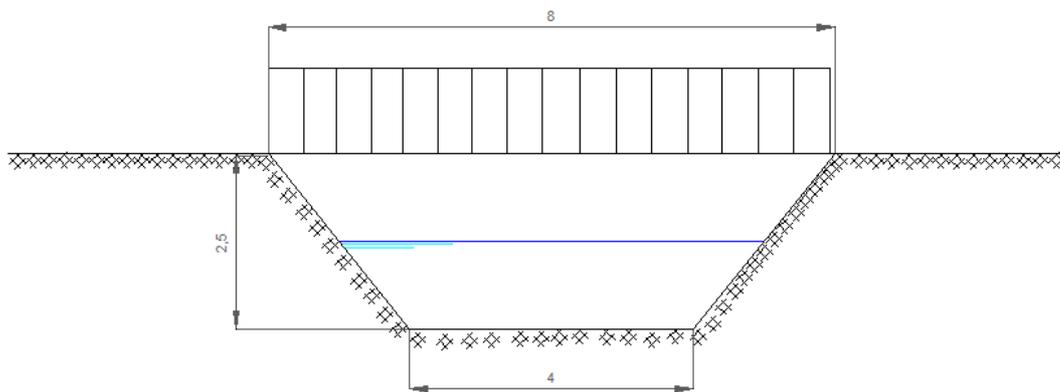


Figura 7.1: Seção Transversal 1 de canal no Córrego dos Palmitos

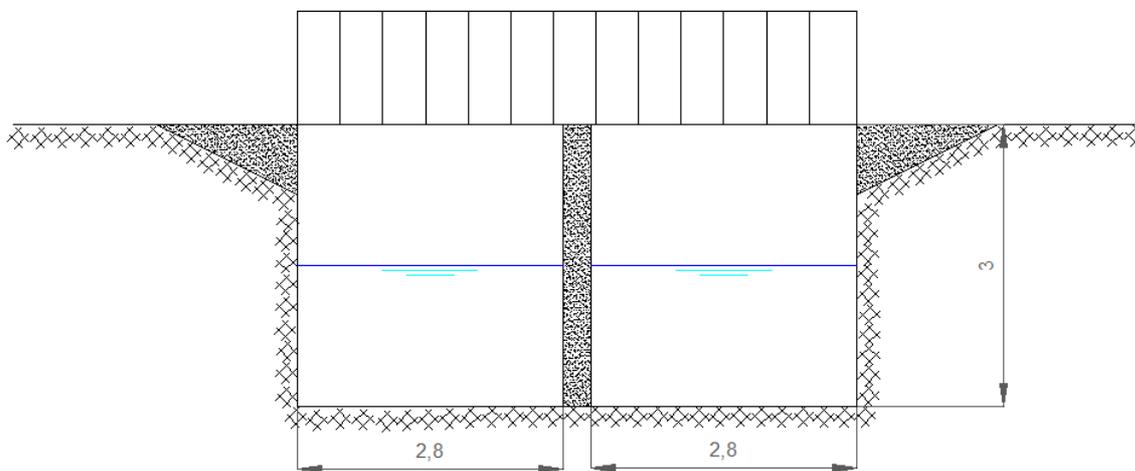


Figura 7.2: Seção Transversal 2 de canal no Córrego dos Palmitos

As capacidades de vazão para cada um dos trechos do Córrego dos Palmitos é apresentado na Tabela 7.4.

Tabela 7.4: Características do canal e vazões de pico no Córrego dos Palmitos

Trecho	Tipo seção transversal	Declividade canal (m/m)	Capacidade máxima (m ³ /s)
Trecho 1-2	1	0,024	124,3
Trecho 2-3	2	0,013	81,9
Trecho 3-4	2	0,006	62,8
Trecho 4-5	1	0,010	80,3
Trecho 5-6	Canal assoreado	0,006	17,8
Trecho 6-7	1	0,006	62,2
Trecho 7-8	1-modificada	0,006	68,3

A modificação no trecho 7-8 refere-se às dimensões, embora a forma geométrica tenha sido mantida. Nesse ponto, o canal é trapezoidal com H/Z de 0,8, mas a largura do fundo do canal é de 10,0 m.

A vazão de pico para chuva de tempo de retorno de 100 anos na bacia do Córrego dos Palmitos, tendo sido considerado o ponto de afluição deste ao Ribeirão do Agudo como exutório é de 61,8 m³/s (Tabela 7.3). Observando a Tabela 7.4, vê-se que praticamente todo o trecho do Córrego dos Palmitos na área urbanizada tem capacidade para escoar a água da referida chuva, à exceção do trecho em que o canal está assoreado (trecho 5-6).

7.2.2 Ribeirão do Agudo

O Ribeirão do Agudo margeia o limite sul da zona urbana, sendo que a margem direita acompanha a área urbanizada, mas a esquerda está voltada para uma região rural de característica notadamente agrícola.

O trecho do Ribeirão do Agudo que passa pela cidade não está canalizado e, assim, a forma e as dimensões do canal foram estimadas em visita técnica. As capacidades de vazão para cada um dos trechos do Ribeirão do Agudo são apresentadas na Tabela 7.5.

Tabela 7.5: Características do canal e vazões de pico no Ribeirão do Agudo

Trecho	Declividade canal (m/m)	Capacidade máxima (m ³ /s)
Trecho 9-10	0,004	36,6
Trecho 10-11	0,004	48,8

A vazão de pico segundo o método SCS para uma chuva de tempo de retorno de 100 anos na bacia do Ribeirão do Agudo, tomando como exutório o ponto do rio

que passa pela rodovia Anhanguera é de 186,9 m³/s. Essa vazão é muito superior à capacidade máxima de escoamento do canal natural, conforme pode ser observado na Tabela 7.5, sendo que essa área corresponde precisamente à região onde são reportadas ocorrências de inundação na cidade de Orlandia.

8 PROPOSTAS PARA O SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

8.1 SISTEMA DE PRODUÇÃO DE ÁGUA DE ABASTECIMENTO

Os elementos do Sistema de Abastecimento de Água apresentam condições de preservação inadequadas, destacando-se a estação de tratamento de águas, cujas condições estruturais dos prédios, das unidades de tratamento e dos equipamentos encontram-se bastante deteriorados.

A produção de água hoje é de 273 L/s (983 m³/h), o que, a princípio atenderia as demandas até o fim de plano. No entanto, a exploração de água subterrânea é feita durante 24 horas, não respeitando o tempo necessário para recuperação do nível de água do aquífero. Acresce que o sistema de produção do Capão do Meio apresenta diversos problemas operacionais, e a vazão de produção é baixa, indicando que a desativação desses poços seja vantajosa. Convém esclarecer que esses poços não deverão ser totalmente desativados, mas sim destinados a reserva de contingência.

Além disso, o manancial superficial é superexplorado, pois a vazão mínima crítica do Córrego dos Palmitos ($Q_{7,10}$) é de 94 L/s, acima da vazão hoje captada. O DAEE usualmente limita a concessão de outorgas para exploração de mananciais superficiais considerando a captação de no máximo 50% da $Q_{7,10}$ e, assim, esse critério será adotado, de forma que propõe-se que a captação superficial seja reduzida a 50 L/s.

Todas essas medidas, i.e, diminuição do período de operação dos poços, redução da captação do manancial superficial e a desativação do sistema de poços do Capão do Meio reduzem a capacidade do sistema de produção, conforme explicitado na Tabela 8.1.

Tabela 8.1: Vazão de produção de água de abastecimento – situação atual e futura

Tipo manancial	Identificação	Vazão	Vazão Futura
		Informada (atual) (L/s)	(L/s)
Manancial subterrâneo	Gruta	31,4	26,2
	1	12,2	10,2
	2	50,0	41,7
	5	27,8	23,2
	Marico	58,0	13,4
Manancial Superficial	Capão do Meio	36,1	0
	Córrego dos Palmitos	120,0	50
TOTAL		293,6	164,8

Da Tabela 8.1, depreende-se que, com as mudanças propostas para o sistema de produção de água de abastecimento, haverá um déficit de produção de cerca de 30% já em início de plano (2015), considerando vazão máxima diária.

Em razão desse déficit, é preciso que sejam propostas novas alternativas para produção de água de abastecimento. O Plano Diretor de Água e Esgoto, elaborado em novembro de 2010 apresentava duas alternativas, que, à época, foram consideradas equivalentes tanto em termos técnicos quanto em termos econômicos. A ALTERNATIVA 1 propunha a implantação de captação de água superficial no Ribeirão do Agudo, a fim de compensar a redução de captação no Córrego dos Palmitos. Segundo essa alternativa, a ETA deveria ter sua capacidade ampliada para 156 L/s. O local da captação sugerido no plano fica a montante da foz do córrego dos Palmitos e dentro da área urbana, considerando o perímetro urbano mais recente (agosto de 2013). A ALTERNATIVA 2, por sua vez, propunha que a redução da exploração do Córrego dos Palmitos fosse compensada com a implantação de três novos poços profundos.

É forçoso esclarecer que pontos de captação próximos a áreas urbanas tendem a apresentar queda na qualidade da água, o que compromete a segurança do sistema de abastecimento. Para captação de água superficial, uma alternativa seria localizar a captação a montante do Ribeirão do Agudo. Nesse caso, no entanto, o ponto de captação ficaria muito distante da ETA, provocando aumento significativo nos custos de transporte da água bruta.

Por essas razões, a ALTERNATIVA 2 do Plano Diretor de Abastecimento de Água de 2010, i.e, a implantação de novos poços, foi considerada mais adequada do ponto de vista técnico. Nesse caso, a ETA seria readequada para atender à capacidade de 50 L/s. Convém esclarecer que o presente plano referenda integralmente a propostas de intervenções na ETA apresentadas no trabalho realizado em 2010.

8.1.1 Captação Superficial e Estação de Tratamento de Água

Tendo em vista a redução do volume de água a ser captado, não são propostas ampliações e intervenções nas estruturas de captação.

Quanto à ETA, observa-se que, embora as condições de conservação de suas instalações civis e de seus equipamentos sejam inadequadas, as dimensões básicas de suas unidades, em linhas gerais, são adequadas para o tratamento da vazão atualmente estimada em 120 L/s.

Entretanto, evidentemente são necessárias reformas e intervenções para a recuperação estrutural da mesma, bem como correção de detalhes que possam melhorar o desempenho do sistema de tratamento. Principalmente na chegada de água bruta para a melhoria das condições de aplicação dos produtos químicos e medição de vazão, na etapa de floculação e distribuição de água floculada para os decantadores e nos próprios decantadores para melhorar as condições de descarte de lodo.

Além de tais melhorias é fundamental a implantação de um sistema destinado ao tratamento dos efluentes, quais sejam: os lodos descartados dos decantadores e as águas de lavagem dos filtros, pois atualmente os mesmos são descartados na rede de águas pluviais e, conseqüentemente lançados “*in natura*” no córrego dos Palmitos, à jusante da captação.

Ainda com relação à ETA, torna-se necessária uma grande reforma da Casa de Química visando à recuperação de suas estruturas e substituição da maioria dos equipamentos de preparo e dosagem de produtos químicos.

Para a correção das atuais deficiências verificadas na estrutura de chegada de água bruta, floculadores e decantadores, bem como a reforma geral na Casa de Química, envolvendo a recuperação de suas estruturas civis e substituição dos

equipamentos de preparo e dosagem de produtos químicos, seria necessário grande período de paralisação do sistema de tratamento, o que certamente comprometeria de forma significativa o fornecimento de água potável para a comunidade.

Dessa forma, são previstos novos módulos de tratamento de água e novo prédio para o abrigo dos sistemas de preparo e dosagem dos produtos químicos, ambos a serem implantados nos espaços livres disponíveis para a ampliação do atual sistema de tratamento. Adotando-se esse conceito de implantação de novas unidades ao invés de recuperar as instalações existentes, será possível manter a operação da ETA segundo suas condições atuais durante todo o período de realização das obras de intervenção, garantindo, portanto, o atendimento das demandas da comunidade ao longo de realização das obras de intervenção previstas.

A nova estrutura de chegada de água bruta deverá ser formada por um canal de concreto armado onde será instalada uma calha Parshall destinada à medição de vazão de alimentação da ETA e mistura rápida para etapa de coagulação. O sulfato de alumínio será aplicado imediatamente à montante do ressalto hidráulico formado na garganta da calha Parshall e a barrilha será aplicada exatamente no ponto de chegada da água bruta, de forma a proporcionar o prévio ajuste de pH antes da aplicação do coagulante.

Com relação aos novos módulos de tratamento de água, adota-se o conceito de estação compacta construída com chapas de aço estruturadas, formada por dois módulos de tratamento associados em paralelo. Cada módulo possui quatro câmaras de floculação associadas em série, equipadas com floculadores mecânicos do tipo turbina de fluxo axial, e um decantador lamelar de alta taxa.

No floculador é prevista a instalação de floculadores mecânicos com ajuste de rotação das turbinas, de forma a proporcionar o estabelecimento de gradientes de velocidade decrescentes em cada câmara de floculação. Também é prevista a aplicação de polímero auxiliar de floculação para compensar eventual deficiência na formação de flocos com boas características de sedimentação, sendo que o uso de polímero será facultativo dependendo da efetiva necessidade de seu uso, à critério da operação.

O decantador é dotado de poços de lodo de formato tronco-piramidal para facilitar a concentração do lodo sedimentado em sua base, sendo que o descarte de lodo será por carga hidráulica através do acionamento de válvulas de fundo instaladas na base de cada poço.

São ainda previstos cinco filtros rápidos de fluxo descendente, com meio filtrante misto formado por areia e antracito. A base dos filtros será formada por difusores do tipo crepinas, próprios para a lavagem com ar e água, sendo, portanto, prevista a lavagem a contra-corrente com ar, fornecido por sopradores, e água tratada. A lavagem será feita pela mesma instalação atual, ou seja, por gravidade através do reservatório existente na cobertura da atual Casa de Química.

Atualmente a ETA não dispõe de câmara de contato destinada ao condicionamento final da água filtrada produzida nos módulos de tratamento. Portanto, é prevista a implantação de um tanque de concreto semi-apoiado no terreno e dotado de chicanas horizontais para garantir efetivo tempo de contato de 30 minutos considerando a capacidade de tratamento de 50 L/s.

Com relação à Casa de Química, é prevista a implantação de novos sistemas de preparo e dosagem a serem abrigados em um novo prédio, de forma a manter a operação dos atuais sistemas de produtos químicos durante a realização das obras. O layout da nova ETA pode ser visualizado na Figura 8.1.



ETA-Q=50l/s

LEGENDA

- 1-CANAL DE CHEGADA DE ÁGUA BRUTA E CAIXA DE REVISÃO DE FLUXO
- 2-MÓDULOS DE TRATAMENTO DE ÁGUA
- 3-CÂMARA DE CONTATO
- 4-CASA DE QUÍMICA
- 5-TANQUE DE ARMAZENAMENTO DE HIPOCLORITO DE SÓDIO (EXISTENTE)
- 6-TANQUE DE ARMAZENAMENTO SULFATO DE ALUMÍNIO (EM IMPLANTAÇÃO)
- 7-TANQUE DE CLARIFICAÇÃO DOS EFLUENTES E ADENSAMENTO DO LODO

 DECANTADOR EXISTENTE A SER ADAPTADO PARA O ARMAZENAMENTO DO LODO ADENSADO

 DECANTADOR EXISTENTE A SER ADAPTADO PARA O ARMAZENAMENTO E REGULARIZAÇÃO DOS DESCANTES DOS EFLUENTES

 CASA DE QUÍMICA EXISTENTE A SER REFORMADA PARA ABRIGO DO SISTEMA DE DESAGUAMENTO DE LODO E LABORÁTORIOS

Figura 8.1: Layout proposto para intervenções na ETA

Fonte: Relatório do Plano Diretor de Abastecimento de Água e Esgotamento Sanitário (2010)

Com relação ao coagulante, será mantido o emprego do sulfato de alumínio fornecido segundo solução concentrada, sendo que os atuais tanques estacionários serão mantidos. A alteração prevista reside na dispensa da atual diluição da solução comercial feita no segundo pavimento da Casa de Química, bem como a instalação de bombas dosadoras de precisão, do tipo diafragma ou deslocamento positivo helicoidal, a serem instaladas no novo prédio ou ao lado dos tanques de armazenamento da solução comercial. A diluição do produto comercial antes de sua aplicação poderá ser feita em linha, ou seja, através da mistura com água tratada na tubulação de veiculação do produto até o ponto de dosagem.

Com relação ao alcalinizante é proposta a substituição da atual cal hidratada, cuja suspensão é preparada no segundo pavimento da Casa de Química e aplicada através de dosadores de gravidade do tipo canecas, por barrilha, cujos sistemas de preparo e aplicação serão instalados no novo prédio previsto. A substituição da cal hidratada pela barrilha é justificada para melhorar as condições operacionais da ETA de forma a minimizar os problemas relacionados com a incrustação de tubulações e equipamentos devido à sedimentação de impurezas e hidróxidos de cálcio. Além disso, o uso da barrilha permite o emprego de bombas dosadoras similares às previstas para o coagulante, possibilitando a padronização dos equipamentos de dosagem e maior facilidade para uma futura automação do sistema de tratamento de água.

O preparo da solução de barrilha será feito em tanques de diluição e misturadores mecânicos similares aos usados atualmente; a dosagem será feita através de bombas do tipo diafragma ou deslocamento positivo helicoidal como citado anteriormente. A exemplo do que ocorre atualmente, é previsto o emprego do alcalinizante para a correção inicial do pH de coagulação e para a correção final do pH da água filtrada de forma a torná-la potável.

A cal hidratada fornecida no estado líquido em emulsão pode também ser utilizada como agente alcalinizante. Esse produto químico é relativamente novo no mercado brasileiro, mas já tem apresentado bons resultados práticos em estações de tratamento de grande porte operadas pela SABESP na Região Metropolitana do Estado de São Paulo. A opção por empregá-lo no sistema de tratamento do

município de Orlandia pode ser avaliada com mais detalhes através da realização de futuros estudos específicos.

A vantagem do uso da cal em emulsão em relação à cal hidratada, a princípio parece ser bastante significativa, visto que a primeira evita os problemas de incrustação nas tubulações e equipamentos de dosagem e dispensa os procedimentos e inconvenientes de manuseio do produto em pó para o preparo da suspensão de leite de cal. Em comparação com a barrilha, a vantagem também é significativa, pois embora a solução de barrilha não cause os problemas de incrustação, ainda existe a necessidade do problemático manuseio do produto fornecido em pó. O uso da cal em emulsão possibilita a adoção de tanques estacionários para seu armazenamento, bem como a dosagem direta do produto concentrado comercial prevendo apenas diluição em linha, tal como proposto para o sulfato de alumínio.

Com relação ao uso de polímero auxiliar de floculação, embora atualmente não seja praticado na ETA em questão, é proposta a implantação de um sistema de preparo e dosagem que poderá ser usado nos momentos em que a água bruta captada ofereça maior dificuldade para a coagulação e floculação. Seu uso também poderá ser justificado, mesmo em situações de operação normal, mas que seja comprovado, através da realização de ensaios de tratabilidade em escala de laboratório, que a adição de polímero possibilite redução da dosagem de coagulantes e alcalinizantes, resultando, portanto, em economia operacional do sistema de tratamento. O sistema de polímero proposto deverá ser formado por equipamentos de preparo automático de solução, próprios para o processamento de polímero em pó e bombas dosadoras do tipo diafragma ou deslocamento positivo helicoidal similares às previstas para o coagulante e alcalinizante. Todos os equipamentos serão abrigados no novo prédio previsto em substituição da Casa de Química atual.

O uso do hipoclorito de sódio para a pré-oxidação da água bruta captada e desinfecção final da água filtrada produzida deverá ser mantido e deverá continuar a ser feito no atual complexo que recebe a água bruta captada e alimenta a ETA. A desinfecção da água filtrada também deverá continuar a ser feita na ETA, com o armazenamento da solução concentrada de hipoclorito no tanque estacionário

existente e a aplicação direta do produto comercial no início da nova câmara de contato. A dosagem da solução de hipoclorito será feita através de novas bombas dosadoras do tipo diafragma ou deslocamento positivo helicoidal a serem abrigadas no novo prédio da casa de química ou ao lado do tanque estacionário existente.

Finalmente, a fluoretação da água para o cumprimento integral do padrão de potabilidade, deverá ser novamente praticada na ETA com o emprego de solução concentrada de ácido fluorsilícico. Essa solução, a ser fornecida a granel, deverá ser armazenada em tanque estacionário e aplicada na porção final da câmara de contato através de bombas dosadoras de precisão, eletromagnéticas do tipo diafragma.

Com relação ao tratamento dos efluentes gerados na ETA, como citado anteriormente, não existe tratamento de efluentes, os lodos descartados dos decantadores e as águas de lavagem dos filtros são lançados “*in natura*” na rede de drenagem pluvial e, de forma indireta, no córrego dos Palmitos à jusante da captação.

Portanto, para as duas alternativas propostas é prevista a implantação de sistema de tratamento de efluentes que reúne as linhas de lodo dos decantadores e águas de lavagem dos filtros, de acordo com a seguinte concepção básica:

- Implantação de tanque de homogeneização dos efluentes com misturadores mecânicos e regularização dos descartes intermitentes através da drenagem desse tanque mediante fluxo contínuo proporcionado por motobombas helicoidais.
- Implantação de tanque de clarificação dos efluentes e adensamento do lodo. Esse tanque deverá receber os efluentes regularizados citados no item anterior, proporcionando sua clarificação, bem como o adensamento, por gravidade, dos lodos sedimentados.
- O efluente clarificado será retornado ao início do processo de tratamento, resultando em redução do índice de perdas de água na ETA e economia energética nos sistemas de captação.

- Os lodos adensados serão submetidos a desaguamento mecanizado para a redução do volume de material a ser transportado ao local de disposição final, bem como melhoria de suas condições de manuseio.
- Tanto para a clarificação do efluente e adensamento de lodo, como para o desaguamento mecanizado do lodo adensado, é prevista a aplicação de polímero através de sistema de preparo e dosagem de solução similar ao previsto para a floculação.

Para o armazenamento dos efluentes descartados e do lodo adensado, não é prevista a construção de novos tanques, mas sim o aproveitamento dos decantadores atuais, que poderão ser adaptados com simples reformas a serem feitas após a implantação dos novos módulos de tratamento e desativação dos módulos de tratamento atuais.

Da mesma forma, o sistema de desaguamento de lodo através de equipamentos mecânicos deverá ser implantado no atual prédio da Casa de Química, com a adaptação de sua arquitetura através de reformas.

8.1.2 Captação Subterrânea

Quanto à captação subterrânea, os poços “1”, “2”, “5”, “Gruta” e “Marico” serão mantidos. Os cinco poços que compõem o sistema do “Capão do Meio” deverão ser mantidos apenas como reserva de contingência. Os poços que compõem o sistema “Capão do Meio” apresentam baixa produtividade. Além disso, esses poços estão em local de difícil acesso e apresentam uma série de problemas operacionais, conforme relatado pelos técnicos do DAE.

Outra estratégia é a diminuição do tempo de exploração do manancial subterrâneo de 24 horas para 20 horas por dia, a fim de respeitar o tempo de recuperação do nível do aquífero.

Conforme já apontado, a vazão de produção de água, considerando a diminuição do tempo de exploração dos poços, a desativação dos poços do “Capão do Meio” e a redução da captação de água superficial no Córrego dos Palmitos, é insuficiente para abastecimento da população.

Sendo assim, é proposta a implantação de novos poços a fim de adequar à vazão de produção de água de abastecimento para atendimento da população ao longo de todo horizonte do plano. Acresce que o município já possui outorga para ampliar a captação de água subterrânea.

A quantidade e localização exata dos poços só será determinada na ocasião de sua implantação. Preliminarmente e para fins de plano ficou estipulado a implantação de três poços profundos, que explorem o aquífero Guarani, cada um com vazão aproximada de 150 L/s e tempo de exploração de 20 horas por dia.

O Desenho 4 apresentado no Anexo 4 apresenta localização preliminar dos poços, sendo que o critério adotado foi que a distância mínima entre eles fosse de 500 metros. Esse critério foi estabelecido para garantir que a produção de um poço não interferisse na de outro e o parâmetro adotado está em acordo com o recomendado pelo DAEE e pela CETESB. No entanto, podem ser realizados estudos específicos para refinar a informação da distância necessária entre os poços, visto que isso pode ser influenciado por outros fatores, como as características do aquífero em determinada região.

8.2 SETORIZAÇÃO E SISTEMA DE ADUÇÃO, RESERVAÇÃO E DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA

Em virtude do alto índice de perda diagnosticado no sistema de abastecimento de água de Orlandia, é necessário que sejam propostas medidas que contribuam para o maior controle de perdas. Nesse sentido, é proposta setorização da distribuição, que permite que sejam feitos os seguintes controles:

- Controle de pressões máximas, limitada a 50 mca;
- Implementação dos subsetores, também denominados de zonas de medição e controle, visando compatibilizar as medições em grande escala (macromedidores) com a micromedição;
- Maior racionalidade na distribuição da água desde os centros produtores (ETA ou poços) aos centros de reservação.

O Relatório do Plano Diretor elaborado em 2010 propunha uma setorização, considerando os centros de reservação existentes e as condições geográficas em

termos de variação altimétrica. Essa proposta foi reavaliada e integralmente mantida. Os setores propostos são listados a seguir.

- SETOR ETA: responsável pelo atendimento da área ao redor das margens do córrego dos Palmitos e do Ribeirão do Agudo. Este setor conta com volume de reservação de 3.950 m³. O setor ETA abrange ainda as Zona Alta (A) e (B), que correspondem às zonas de expansão urbana. A ETA Zona Alta (A) refere-se à área de expansão urbana no entorno da rodovia SP-328, e engloba o loteamento Jd. Timboré. A Zona Alta (B), por sua vez, se localiza no entorno da rodovia Anhanguera (SP-330).
- SETOR CAIXA DA TORRE: responsável pelo atendimento da maior parte da área central da cidade, conta com duas zonas de pressão, as zonas Alta e Baixa. Este setor tem aproximadamente 1.750 m³ de reservação;
- SETOR VILA BUCCI: responsável pelo atendimento de parte de uma área situada à esquerda da via Anhanguera (sentido interior), aproveita um reservatório apoiado metálico existente (500 m³);
- SETOR JARDIM SIENA ZITA: responsável pelo atendimento da maior parte da área situada à margem esquerda do córrego dos Palmitos, conta com duas zonas de pressão (alta e baixa). Este centro de reservação tem 1200 m³ de capacidade total.
- SETOR JOSÉ VIEIRA BRASÃO: é responsável pelo atendimento de parte da área de expansão da cidade situada nas proximidades do centro de reservação Jardim Siena Zita. Conta com 1500 m³ de capacidade total.
- SETOR JARDIM PARISI: conta com capacidade total de 360 m³ de reservação.

A delimitação física dos setores de abastecimento propostos está apresentada no Desenho 4 do Anexo 4.

As Tabelas 8.2 a 8.10 contêm as populações e vazões previstas, ao longo do período de projeto para cada setor de abastecimento de água proposto.

Tabela 8.2: Evolução de População e Vazão de Abastecimento de Água no setor ETA

		ETA							
		2.015	2.020	2.025	2.030	2.035	2.040	2.045	Saturação
População	(hab)	13.137	13.575	13.867	14.156	14.421	14.664	14.904	16.900
Qmédia	(L/s)	63,35	60,43	57,32	56,89	52,16	56,57	57,50	61,13
Qmáx Diária	(L/s)	70,96	68,29	65,34	65,08	60,50	65,06	66,13	70,91
Qmáx Horária	(L/s)	93,76	91,85	89,42	89,66	85,54	90,52	92,00	100,25

Tabela 8.3: Evolução de População e Vazão de Abastecimento de Água no setor ETA (Zona Alta)

		ETA - Zona Alta							
		2.015	2.020	2.025	2.030	2.035	2.040	2.045	Saturação
População	(hab)	354	595	646	716	764	792	828	1.414
Qmédia	(L/s)	1,71	2,65	2,67	2,88	2,95	3,06	3,19	5,11
Qmáx Diária	(L/s)	1,91	2,99	3,04	3,29	3,39	3,51	3,67	5,93
Qmáx Horária	(L/s)	2,53	4,03	4,17	4,53	4,71	4,89	5,11	8,39

Tabela 8.4: Evolução de População e Vazão de Abastecimento de Água no setor Caixa Torre

		Caixa da Torre-Zona Alta							
		2.015	2.020	2.025	2.030	2.035	2.040	2.045	Saturação
População	(hab)	3.563	3.593	3.659	3.705	3.748	3.791	3.832	5.355
Qmédia	(L/s)	17,18	15,99	15,12	14,89	13,56	14,63	14,78	19,37
Qmáx Diária	(L/s)	19,24	18,07	17,24	17,03	15,73	16,82	17,00	22,47
Qmáx Horária	(L/s)	25,43	24,31	23,59	23,46	22,23	23,40	23,66	31,76

Tabela 8.5: Evolução de População e Vazão de Abastecimento de Água no setor Caixa Torre (Zona Baixa)

		Caixa da Torre-Zona Baixa							
		2.015	2.020	2.025	2.030	2.035	2.040	2.045	Saturação
População	(hab)	6.550	6.654	6.801	6.920	7.034	7.144	7.249	9.502
Qmédia	(L/s)	31,59	29,62	28,11	27,81	25,44	27,56	27,97	34,37
Qmáx Diária	(L/s)	35,38	33,47	32,05	31,81	29,51	31,69	32,16	39,87
Qmáx Horária	(L/s)	46,75	45,02	43,86	43,83	41,72	44,10	44,75	56,36

Tabela 8.6: Evolução de População e Vazão de Abastecimento de Água no setor Vila Bucci

		Vila Bucci							
		2.015	2.020	2.025	2.030	2.035	2.040	2.045	Saturação
População	(hab)	2.655	2.639	2.682	2.695	2.708	2.723	2.737	4.752
Qmédia	(L/s)	12,80	11,75	11,09	10,83	9,80	10,50	10,56	17,19
Qmáx Diária	(L/s)	14,34	13,28	12,64	12,39	11,36	12,08	12,14	19,94
Qmáx Horária	(L/s)	18,95	17,86	17,29	17,07	16,06	16,81	16,89	28,19

Tabela 8.7: Evolução de População e Vazão de Abastecimento de Água no setor Jd. Siena Zita (Zona Alta)

		Jd. Siena-Zona Alta							
		2.015	2.020	2.025	2.030	2.035	2.040	2.045	Saturação
População	(hab)	2.938	3.193	3.465	3.711	3.950	4.186	4.431	6.814
Qmédia	(L/s)	14,17	14,21	14,32	14,91	14,29	16,15	17,09	24,64
Qmáx Diária	(L/s)	15,87	16,06	16,33	17,06	16,57	18,57	19,66	28,59
Qmáx Horária	(L/s)	20,97	21,60	22,34	23,50	23,43	25,84	27,35	40,42

Tabela 8.8: Evolução de População e Vazão de Abastecimento de Água no setor Jd. Siena Zita (Zona Baixa)

		Jd. Siena-Zona Baixa							
		2.015	2.020	2.025	2.030	2.035	2.040	2.045	Saturação
População	(hab)	7.351	7.472	7.602	7.719	7.833	7.945	8.062	9.320
Qmédia	(L/s)	35,45	33,26	31,42	31,02	28,33	30,65	31,11	33,71
Qmáx Diária	(L/s)	39,70	37,59	35,82	35,49	32,86	35,25	35,77	39,10
Qmáx Horária	(L/s)	52,46	50,56	49,02	48,89	46,46	49,04	49,77	55,28

Tabela 8.9: Evolução de População e Vazão de Abastecimento de Água no setor José Vieira Brasão

		José Viera Brasão							
		2.015	2.020	2.025	2.030	2.035	2.040	2.045	Saturação
População	(hab)	4.850	5.507	6.218	6.857	7.479	8.096	8.743	15.262
Qmédia	(L/s)	23,39	24,51	25,70	27,56	27,05	31,23	33,73	55,20
Qmáx Diária	(L/s)	26,20	27,70	29,30	31,52	31,38	35,92	38,79	64,03
Qmáx Horária	(L/s)	34,61	37,26	40,10	43,43	44,36	49,98	53,97	90,53

Tabela 8.10: Evolução de População e Vazão de Abastecimento de Água no setor Parisi

		Setor Parisi							
		2.015	2.020	2.025	2.030	2.035	2.040	2.045	Saturação
População	(hab)	1.871	2.373	2.895	3.497	4.088	4.642	5.057	7.572
Qmédia	(L/s)	9,02	10,56	11,97	14,05	14,79	17,91	19,51	27,39
Qmáx Diária	(L/s)	10,11	11,94	13,64	16,08	17,15	20,60	22,44	31,77
Qmáx Horária	(L/s)	13,35	16,06	18,67	22,15	24,25	28,65	31,22	44,91

Conforme apresentado nas Tabelas 6.2 e 6.3, o volume de reservação existente atualmente em Orlândia é de 11.310 m³, superior ao volume necessário para reservação por todo horizonte deste plano e até mesmo para condição de saturação da área. O critério considerado para avaliação foi de 1/3 do volume máximo do dia de maior consumo, que, para 2045 equivale a 7.150 m³ e, para a condição de saturação, 9.300 m³.

No entanto, os reservatórios não estão distribuídos conforme a demanda, existindo, portanto, alguns setores onde há déficit de reservação e outros onde o volume disponível é superior à demanda. A Tabela 8.11 detalha essa situação.

Tabela 8.11: Balanço dos volume de reservação nos setores propostos

	Volume de Reservação Existente (m ³)	Volume de Reservação Necessário (m ³)	Déficit/Sobra (m ³)
Setor ETA	4.650	1.904	+2.750
Setor ETA (Zona Alta A)	0	60	-60
Setor ETA (Zona Alta B)	0	45	-45
Setor Caixa Torre (Zona Alta)	250	490	-240
Setor Caixa Torre (Zona Baixa)	500	926	-426
Setor Vila Bucci	500	350	+150
Setor Jd. Siena Zita (Zona Alta)	200	566	-366
Setor Jd. Siena Zita (Zona Baixa)	1.000	1.000	0
Setor J.V. Brasão	1.500	1.150	+383
Setor Parisi	360	650	-286
TOTAL	8.960	7.136	+1.826

Vale comentar que a Tabela 8.11 considerou apenas os reservatórios existentes nos centros de reservação, não tendo sido computados o reservatório de 500 m³ que fica junto ao P2, nem o reservatório alimentado pelos poços da Fazenda “Capão do Meio”. Ainda assim, a Tabela 8.11 revela que o volume de reservação existente, considerando todo o município é superior ao necessário. No entanto, os volumes de reservação existentes por setor são insuficientes em alguns casos, como no do Setor Parisi, Setor Caixa Torre, Setor Jd. Siena Zita e Zona Alta da ETA.

O setor Caixa Torre (Zona Alta), Siena Zita (Zona Alta) estão diretamente ligados ao Centro de Reservação ETA, que possui a maior sobra em termos de volume de reservação. Nesses centros, propõem-se que sejam feitos reforços de adutoras ligando-os ao CR ETA e instalando *booster*, de forma a garantir que nos momentos de maior consumo a população daquela área vai ser normalmente

abastecida. Quanto ao setor Parisi, por ser uma região mais isolada dos grandes centros de reservação, sugere-se que seja implantado mais um reservatório de 300 m³.

Quanto ao setor José Vieira Brasão, embora não haja déficit de volume de reservação, existe histórico de reclamação da população do entorno referente à falta de água nas casas próximas ao centro de reservação. Esse inconveniente é provocado pela falta de manutenção de pressão na rede e, dessa forma, sugere-se que junto ao CR J. Vieira Brasão seja também implantado um *booster*, de forma que a pressão na rede seja mantida e garanta o abastecimento de todo o setor.

Outra proposta é que junto a cada um dos poços seja implantado um reservatório de 100 m³. Atualmente, a água retirada dos aquíferos é encaminhada para os centros de reservação por um mesmo conjunto motobomba, o que aumenta o desgaste dos equipamentos. Os reservatórios propostos deverão contribuir para que haja quebra de pressão entre a captação do aquífero e o encaminhamento da água para os centros de reservação, bem como permitir disciplinar a operação dos poços evitando as horas de pico de consumo e, conseqüentemente, redução do custo operacional.

Ainda com relação aos reservatórios, destaca-se que o reservatório de 2.400 m³ que integra o CR ETA deverá ser reformado, de forma a corrigir as aberturas existentes na junção da cobertura e das paredes laterais.

A adução de água tratada para cada setor de abastecimento depende da localização da fonte de abastecimento. Para a redução da captação no Córrego dos Palmitos e a implantação de mais três poços profundos, o sistema de adução fica conforme detalhado a seguir:

- A água captada no Córrego dos Palmitos, no poço P2 e do poço proposto 3 são integralmente encaminhadas ao CR ETA, sendo que a água captada no P2 não deverá mais ser distribuída em marcha;
- A água captada no Poço da Gruta será parcialmente encaminhada para o CR Vila Bucci (50%) e para o CR ETA (50%);
- O setor Caixa Torre será abastecido do CR ETA, sendo que a adutora existente que liga o CR Caixa Torre e o reservatório da Vila Bucci será

mantida para que, numa situação emergencial, esse último possa completar o abastecimento do primeiro;

- A água captada nos poços P1 e P5 será encaminhada para o setor Jd. Siena Zita através de uma nova adutora. A adutora que liga o CR ETA ao CR Jd. Siena Zita será mantida e poderá ser utilizada numa situação emergencial;
- O poço proposto 2 deverá também abastecer o CR Jd. Siena Zita;
- Parte da água afluyente ao setor Jd. Siena Zita será encaminhada para o CR Jd. José Vieira Brasão;
- O poço proposto 1 deverá também alimentar o setor Jd. José Vieira Brasão;
- O setor Parisi continuará a ser abastecido pelo Poço Marico, embora uma parcela da água deverá vir do CR Jd. José Vieira Brasão, pela adutora existente.

O Desenho 3 do Anexo 4 apresenta um fluxograma que mostra como deverá ficar o sistema de abastecimento e o Desenho 4 do mesmo anexo apresenta um mapa com todos os elementos do sistema.

9 PROPOSTAS ESGOTO

9.1. SISTEMA DE AFASTAMENTO

Conforme as considerações feitas na seção 6.2.1, o sistema de afastamento de esgoto sanitário do município está adequado para funcionamento ao longo de todo horizonte de projeto.

Existem, entretanto, duas novas áreas de expansão urbana, no sentido das rodovias Anhanguera (SP-330) e Francisco Marcos Junqueira (SP-328). A área próxima dessa última, inclusive, já conta com loteamento implantado (Jd. Timboré).

Devido a isso, o coletor da área de expansão da SP-328 deverá ser implantado de imediato. Já o interceptor que deverá coletar o esgoto gerado na área de expansão da SP-330 poderá ser implantado num futuro mais distante, já que

atualmente existe apenas a previsão de que essa área será ocupada com padrão urbano.

Portanto, propõe-se a implantação de interceptores ao longo dessas áreas de expansão:

- Área de Expansão 1
 - Localização: ao longo da SP-328;
 - Diâmetro coletor: 150 mm;
 - Comprimento: 2.295 m;
 - Previsão de implantação: 2015
- Área de Expansão 2
 - Localização: ao longo da SP-330;
 - Diâmetro coletor: 150 mm;
 - Comprimento: 2.350 m;
 - Previsão de implantação: 2035

Os interceptores existentes, bem como os propostos, estão apresentados no Anexo 4, Desenho 5.

9.1 SISTEMA DE TRATAMENTO

Na seção 6.2.2 discutiu-se a ineficiência do sistema de tratamento atual e a possibilidade de reenquadramento do corpo receptor (Ribeirão do Agudo), sendo que esses fatores indicam para adoção de uma nova concepção de tratamento do esgoto de Orlandia.

Para que pudessem ser consideradas novas alternativas de concepção, foi feito estudo de autodepuração do rio (apresentado no Anexo 2), que indicou as eficiências requeridas na Tabela 9.1. A vazão mínima crítica do rio foi calculada utilizando o software do Departamento de Águas e Energia Elétrica (DAEE), que fornece a $Q_{7,10}$ a partir da coordenada geográfica do ponto de lançamento e da delimitação da bacia hidrográfica correspondente. Os valores referentes à caracterização qualitativa do rio foram adotados considerando reenquadramento na

Classe 3. Já as características do esgoto sanitário foram adotadas considerando os valores típicos desse tipo de despejo líquido.

Tabela 9.1: Resumo do estudo de autodepuração para o Ribeirão do Agudo, no ponto de lançamento do esgoto tratado

Parâmetro	Característica Ribeirão do Agudo (a montante do lançamento)	Característica esgoto sanitário bruto	Características permitidas a jusante do lançamento (Classe 3)	Eficiência requerida (%)
Vazão (L/s)	659,0 (Q _{7,10})	148,8 ^(*)	-	
DBO (mg/L)	8,0	300	10,0	94
N-amoniacal (mg/L)	1,5	45	2,5	85
Nitratos (mg/L)	5,0	40 ^(**)	10,0	20
Fósforo (mg/L)	0,1	7,0	0,15	95
Coliformes termotolerantes (NMP/100mL)	2.000	10 ⁹	4.000	99,999

Com base nas eficiências requeridas, foram propostas duas alternativas para tratamento do esgoto sanitário:

- **ALTERNATIVA 1:** Reatores UASB seguido de Lodo Ativado com Aeração Prolongada, Nitrificação, Desnitrificação Parcial, Remoção Físico-Química de Fósforo e Desinfecção com Hipoclorito de Sódio.
- **ALTERNATIVA 2:** Lodo Ativado com Aeração Prolongada, Nitrificação, Desnitrificação Parcial, Remoção Físico-Química de Fósforo e Desinfecção com Hipoclorito de Sódio.

Ambas as alternativas são tecnicamente viáveis, i.e., tem condições de fornecer efluente tratado final com características compatíveis às necessárias para manutenção do Ribeirão do Agudo caso haja eventual reenquadramento do referido corpo hídrico para Classe 3. Os fluxogramas de cada uma dessas alternativas serão apresentados nas Figuras 9.1 e 9.3 e as Figuras 9.2 e 9.4 mostram o *layout* proposto para cada uma das alternativas propostas, sobre base de imagem de satélite obtida pelo Google Earth.

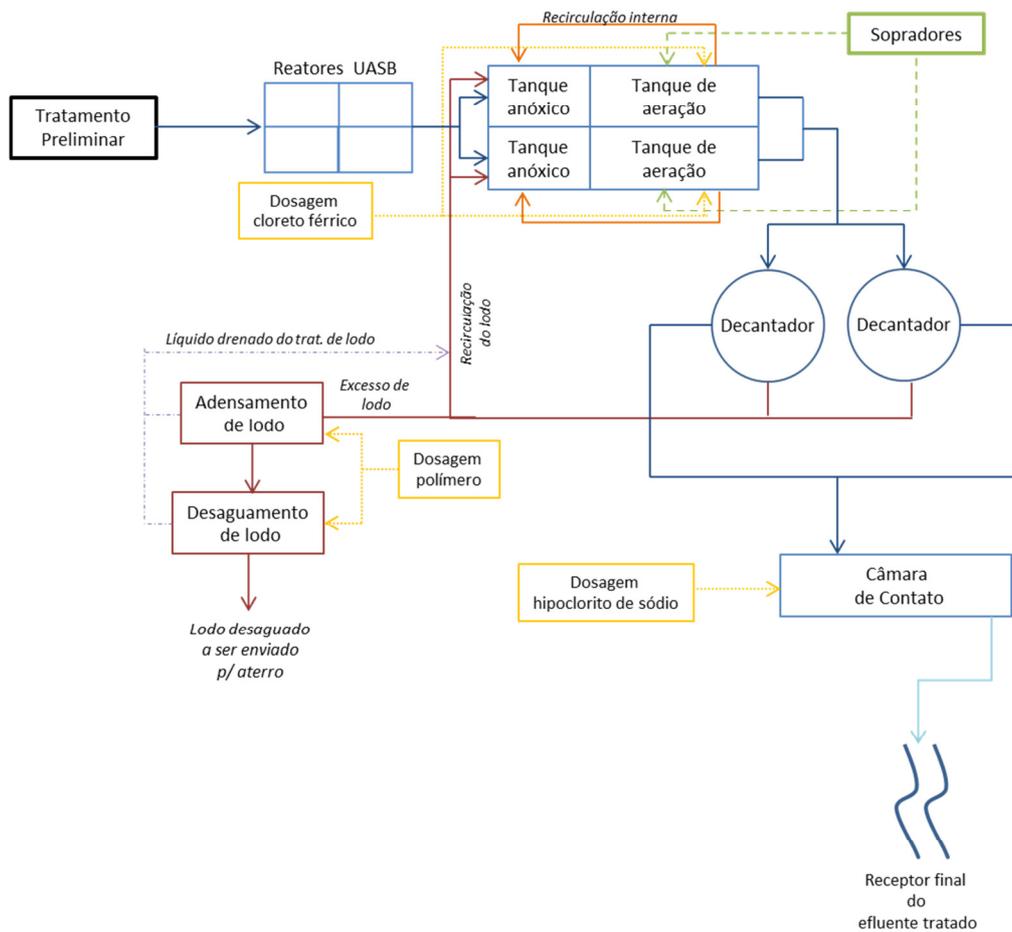


Figura 9.1: Fluxograma da Alternativa 1: Reatores UASB seguido de Lodo ativado com aeração prolongada, nitrificação, desnitrificação e remoção físico-química de fósforo



Figura 9.2: Layout proposto para ETE – Alternativa 1

Obs.: As unidades em azul turquesa deverão ser implantadas na 1ª etapa (2015) e as unidades em rosa na 2ª etapa (2025).

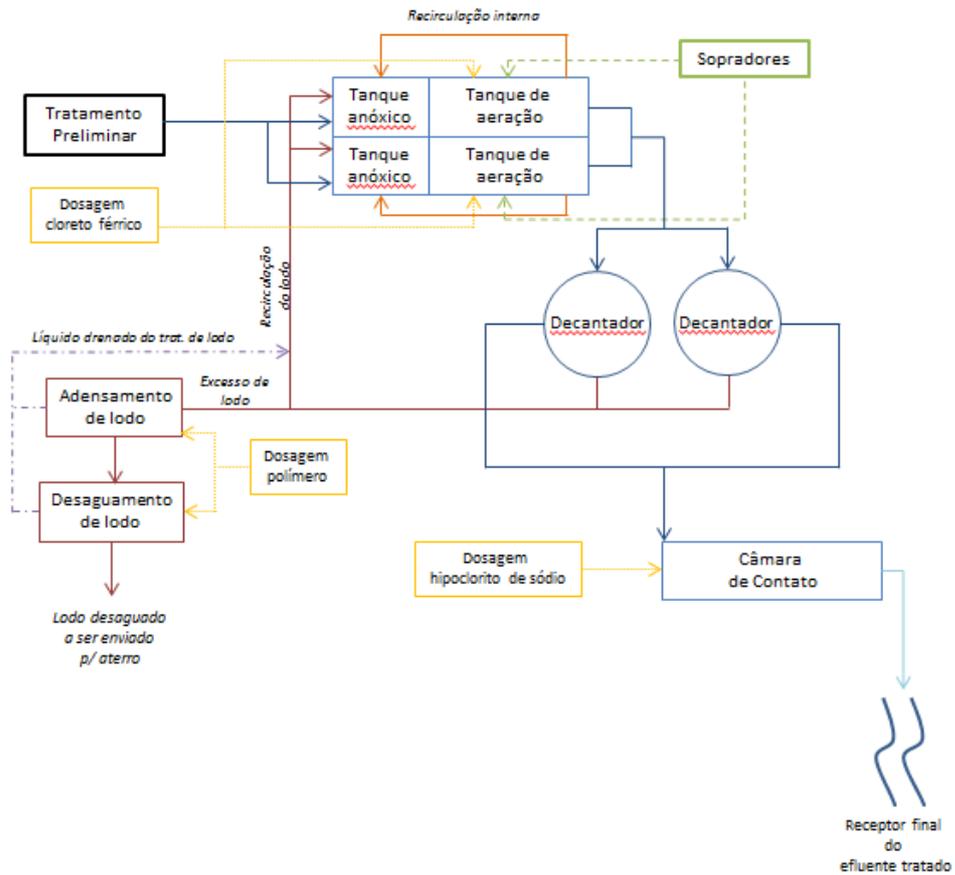


Figura 9.3: Fluxograma da Alternativa 2: Lodo ativado com aeração prolongada, nitrificação, desnitrificação e remoção físico-química de fósforo



Figura 9.4: Layout proposto para ETE Orlândia – Alternativa 2

Obs.: As unidades em azul turquesa deverão ser implantadas na 1ª etapa (2015) e as unidades em rosa na 2ª etapa (2025).

Quanto à diferença nas duas alternativas, vale lembrar que na primeira o esgoto sanitário passa por uma etapa de tratamento anaeróbio. Embora esse tratamento apresente potencial para a geração de maus odores, é forçoso esclarecer que esse problema está associado ao mau funcionamento do processo o que, por sua vez, é produto de equívoco no dimensionamento do sistema ou de problemas operacionais. Da forma como foi pré-dimensionado, o risco de geração de maus odores é mínimo.

A segunda alternativa, embora não apresente potencial para geração de maus odores, apresenta o inconveniente de demandar gasto energético superior, uma vez que toda a matéria orgânica será oxidada pela via aeróbia, ao passo que na primeira alternativa cerca de 70% da matéria orgânica é oxidada sem demandar energia externa.

9.2 ESTUDO ECONÔMICO COMPARATIVO DAS ALTERNATIVAS PROPOSTAS

A fim de avaliar os custos envolvidos na implantação das duas alternativas para ETE Orlândia foi feito estudo econômico considerando os custos de implantação e de operação. Isso foi feito porque nem sempre a alternativa que apresenta menor custo de implantação representa melhor desempenho financeiro, visto que os custos de operação influenciam o montante total dos investimentos.

Os custos de implantação são pontuais, incidindo no início do horizonte de estudo. Já os custos operacionais ocorrem de forma constante e distribuída ao longo dos anos do horizonte de estudo.

A soma dessas duas parcelas é feita convertendo-as a uma mesma base temporal. No caso, foi utilizando o horizonte do plano, ou seja, 30 anos. É considerada também uma determinada taxa de juros, que represente remuneração financeira dos montantes a serem aplicados.

9.2.1 Custos de Implantação

Os custos de implantação abrangem os investimentos relacionados a obras civis e aquisição de equipamentos. Os custos relacionados a obras civis abrangem escavação, reaterro, concreto, estacas e impermeabilização das unidades. Os

custos unitários adotados são oriundos do banco de preços elaborado pela SABESP e as quantidades foram estimadas a partir do pré-dimensionamento das unidades.

Quanto aos custos relativos à aquisição dos equipamentos especificados a partir do pré-dimensionamento, foram utilizados orçamentos de equipamentos similares. Ainda em relação aos equipamentos, foi considerado um BDI de 25% sobre o valor deles.

O custo de implantação de cada uma das duas alternativas é apresentado na Tabela 9.2.

Tabela 9.2: Custos de implantação das alternativas para ETE Orlandia

Alternativa	Custo implantação (R\$)
Alternativa 1: UASB seguido de LA	R\$ 23.600.000,00
Alternativa 2: LA	R\$ 19.750.000,00

9.2.2 Custos de Operação

Os custos operacionais foram avaliados tendo como base os itens de consumo de energia elétrica, fornecimento de produtos químicos, custo de transporte e disposição final do lodo, bem como remuneração de equipe para operação e custos relativos a manutenção e depreciação dos equipamentos instalados.

A) Energia Elétrica

A avaliação do consumo de energia elétrica foi baseada no pré-dimensionamento das potências dos principais equipamentos adotados, bem como seu padrão de operação, de maneira a possibilitar a estimativa de custos mensais de energia elétrica, tendo como base um custo unitário médio que considera o consumo, a demanda, os impostos e as perdas das instalações elétricas.

B) Produtos Químicos

No que diz respeito aos produtos químicos, os custos foram determinados com base na estimativa de consumo dos produtos empregados no tratamento dos esgotos, quais sejam:

- cloreto férrico para a remoção de fósforo;
- polímero para o condicionamento do lodo;
- hipoclorito de sódio para a desinfecção.

C) Transporte e Disposição Final dos Resíduos Sólidos Gerados no Sistema de Tratamento

Com relação aos custos operacionais relativos ao transporte e disposição final dos lodos em excesso, foram estimadas quantidades baseadas no pré-dimensionamento de cada alternativa avaliada.

D) Remuneração de Equipe para Operação

Os custos relativos à remuneração da equipe de operação consideram a seguinte composição de profissionais: um responsável técnico (profissional de formação superior), quatro operadores, oito auxiliares de operação, quatro seguranças, cinco encarregados de serviços gerais (limpeza, jardinagem etc). Esse dimensionamento de equipe considera os turnos de operação e rodízios de férias e folgas. Os custos unitários adotados consideram os salários e encargos trabalhistas.

E) Manutenção dos Equipamentos Instalados

Tendo vista que todas as alternativas consideram a implantação de equipamentos, a manutenção regular desses equipamentos ao longo de seu tempo de vida útil, são considerados no presente estudo. Logo, para os custos com manutenção de equipamentos adotou-se como critério estimativo valores baseados em um custo anual de 1% do valor de aquisição desses equipamentos.

Foi ainda considerado custo de reposição dos equipamentos, estimando vida útil de 20 anos. Ou seja, a cada 20 anos o equipamento deverá ser substituído. Como as reposições não deverão ocorrer de forma simultânea, foi adotado o critério de considerar um custo anual equivalente a 5% do valor dos equipamentos.

Os custos operacionais para cada alternativa estudada estão apresentados na Tabela 9.3.

Tabela 9.3: Custos Operacionais

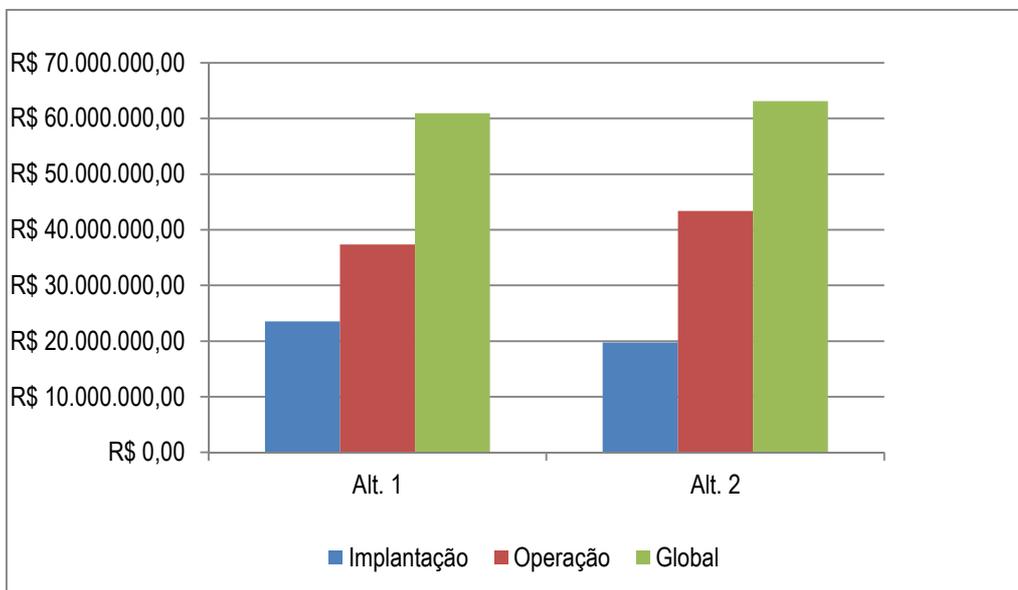
ANO	Alternativa 1	Alternativa 2
2015	3.618.830,10	4.248.368,49
2016	3.632.280,54	4.262.998,80
2017	3.645.730,98	4.277.629,12
2018	3.659.181,41	4.292.259,44
2019	3.672.631,85	4.306.889,75
2020	3.686.082,29	4.321.520,07
2021	3.699.532,73	4.336.150,39
2022	3.712.983,17	4.350.780,70
2023	3.726.433,61	4.365.411,02
2024	3.739.884,04	4.380.041,34
2025	3.753.334,48	4.394.671,65
2026	3.766.784,92	4.409.301,97
2027	3.780.235,36	4.423.932,29
2028	3.793.685,80	4.438.562,60
2029	3.807.136,24	4.453.192,92
2030	3.820.586,68	4.467.823,24
2031	3.834.037,11	4.482.453,55
2032	3.847.487,55	4.497.083,87
2033	3.860.937,99	4.511.714,18
2034	3.874.388,43	4.526.344,50
2035	3.887.838,87	4.540.974,82
2036	3.901.289,31	4.555.605,13
2037	3.914.739,74	4.570.235,45
2038	3.928.190,18	4.584.865,77
2039	3.941.640,62	4.599.496,08
2040	3.955.091,06	4.614.126,40
2041	3.968.541,50	4.628.756,72
2042	3.981.991,94	4.643.387,03
2043	3.995.442,38	4.658.017,35
2044	4.008.892,81	4.672.647,67
2045	4.022.343,25	4.687.277,98

9.2.3 Custos Globais

A composição dos custos globais a valor presente, considerando horizonte de estudo de 30 anos e juros de 12 % ao ano, é apresentada para cada alternativa na Tabela 9.4 e Figura 9.5.

Tabela 9.4: Custos globais trazidos a valor presente

Alternativa	Implantação	Operação	Global Valor Presente
1	23.549.345,59	37.372.698,63	60.922.044,22
2	19.729.829,27	43.395.952,33	63.125.781,60


Figura 9.5: Relação entre os custos de implantação, de operação e globais das duas alternativas para ETE de Orlandia

A diferença entre os custos globais de ambas as alternativas é da ordem de R\$2.200.000,00 ou 3,5% e, portanto, está dentro da margem de imprecisão do levantamento de custos feito. Dessa forma, conclui-se que ambas as alternativas são equivalentes do ponto de vista econômico, lembrando que ambas são tecnicamente viáveis para obtenção dos parâmetros de qualidade exigidos.

10. DRENAGEM URBANA E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS

Com base no diagnóstico feito na seção 7, são propostas algumas intervenções no sistema de drenagem urbana do município de Orlandia. São elas:

- Recomposição do canal no trecho do Córrego dos Palmitos entre as ruas 6 e 4, sendo que a seção do canal deverá acompanhar a seção 1 (Figura 7.1), ou seja, canal trapezoidal com 4,0 m de largura de fundo e relação H/V de 0,8;
- Canalização do Ribeirão do Agudo no trecho entre as rodovias SP-328 e SP-310. Esse canal deverá ser retangular, com 15,0 m de largura e 2,6 m de altura.

Essas propostas visam à manutenção da capacidade de escoamento de ambos os corpos hídricos de forma a evitar ocorrência de eventos de inundação. São ainda propostas outras medidas relacionadas ao sistema de drenagem urbana que possam contribuir com a manutenção da qualidade do manancial superficial. São elas:

- Implantação de galerias de águas pluviais a montante da captação, de forma a evitar que a água de chuva da área urbana chegue ao córrego no trecho a montante da captação, pois certamente existe grande impacto na qualidade das águas devido à lavagem dos logradouros públicos quando das enxurradas, caracterizando a denominada poluição por carga difusa". As galerias serão implantadas dos dois lados do córrego e o lançamento das águas pluviais se dará imediatamente a jusante do ponto de captação;
- Recuperação das matas ciliares que compõem a área de preservação permanente (APP) no trecho de rio a montante da captação de água superficial, conforme Lei Federal nº 12.651/2012.

11. METAS

11.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As intervenções e ampliações propostas neste Plano de Saneamento para os sistemas de abastecimento de água, de esgotamento sanitário e de manejo das águas pluviais do município de Orlandia visam à melhoria das condições atuais e o atendimento das demandas previstas ao longo do horizonte de estudo. Tais propostas visam garantir aos sistemas condições técnicas adequadas no que diz respeito aos procedimentos operacionais, eficiência dos sistemas e atendimento das expectativas da comunidade, que anseia o benefício da prestação de serviços ágeis, eficientes e confiáveis.

Conforme descrito nas seções anteriores, o sistema de abastecimento de água encontra-se, de forma geral, em condições de conservação inadequadas de suas instalações e equipamentos, devido a deficiências de manutenção em virtude da falta de investimentos nas últimas décadas.

Embora os técnicos do DAE de Orlandia não tenham medido esforços no sentido de compensar tais deficiências e, dessa forma, tenham atendido de forma satisfatória à comunidade com o fornecimento de água potável de qualidade. Entretanto, é importante observar que devido ao elevado grau de deterioração das diversas instalações, existe iminente risco de colapso do sistema e, portanto, o comprometimento global do abastecimento da área urbana. Algumas regiões da cidade tem enfrentado problemas com interrupção no abastecimento, notadamente no entorno do CR Jd. José Vieira Brasão.

Nesse sentido, as ações propostas neste Plano de Saneamento deverão melhorar a qualidade dos serviços prestados à comunidade e otimizar os custos operacionais.

Com relação ao sistema de esgotamento sanitário, observa-se que na última década foram investidos recursos para a implantação dos sistemas de afastamento e tratamento dos esgotos. Tais investimentos resultaram em situação bastante favorável do município de Orlandia em comparação com os demais municípios da

região, pois atualmente praticamente 100% da área urbana é atendida com serviços de coleta, afastamento e tratamento dos esgotos.

Entretanto, é preciso considerar que o sistema de tratamento atual, que consiste numa associação de lagoas de estabilização, tem operado de forma inadequada, tendo sido relatado geração de maus odores pela população do entorno. Acresce que o sistema atual não tem condição de atender aos padrões de qualidade do corpo hídrico num eventual reenquadramento do corpo receptor, haja vista a tendência de melhoria das águas dos corpos hídricos regionais devido à previsão de crescente melhoria das condições sanitárias dos municípios do Estado de São Paulo. Assim, são propostas intervenções no sistema de tratamento a curto prazo, a fim de adequar o sistema para o atendimento do enquadramento atual, e a longo prazo, a fim de atender à legislação caso o corpo receptor seja reenquadrado.

No que concerne o sistema de drenagem urbana, observa-se que em apenas um ponto da área urbana há ocorrência de inundação, sendo que esse ponto margeia o Ribeirão do Agudo. O Córrego dos Palmitos apresenta condições de escoamento adequadas, sendo que a avaliação foi feita considerando chuva com tempo de retorno de 100 anos, embora um pequeno trecho deva passar por readequações.

As ações propostas neste Plano abrangem metas de curto, médio e longo prazo, e de caráter tanto corretivo quanto preventivo. Essas ações deverão ser implantadas e conduzidas pelos administradores do DAE de Orlandia através do estabelecimento de programas específicos. Nos próximos subitens serão feitas considerações com relação aos principais programas e objetivos correlatos. O levantamento de custos para implantação das ações propostas é apresentado no Capítulo 12.

11.2. READEQUAÇÃO E AMPLIAÇÃO DAS LIGAÇÕES DE ÁGUA E ESGOTO

Com relação às ligações de água existentes, observa-se que é necessária a readequação dos atuais cavaletes, pois em sua grande maioria encontram-se instalados no interior dos lotes, em locais de difícil acesso para leitura.

Dessa forma, é proposta ação, a curto prazo, de substituição dos atuais cavaletes por instalações padronizadas a serem fornecidas pelo serviço de água, em locais de fácil acesso para leitura.

A readequação das ligações de água existente considera também a substituição dos hidrômetros, com o objetivo de garantir maior precisão da medição do consumo de água em cada economia, pois com a avançar da idade desses equipamentos, certamente existe a tendência de submedição de consumo e, conseqüentemente, aumento das perdas de faturamento.

Além das medidas de curto prazo citadas, são propostas medidas de médio e longo prazo a serem praticadas ao longo do horizonte de estudo, pois com o natural crescimento da ocupação urbana, torna-se necessária a implantação de novas ligações de água e esgoto.

Adicionalmente observa-se que, com relação aos hidrômetros, neste Plano é proposta a substituição integral do parque de hidrômetros com frequência média de cinco anos ao longo do horizonte de estudo, constituindo-se, portanto, e uma ação que não é apenas de curto prazo, mas sim de médio e longo prazo por ser contínua ao longo do horizonte de estudo.

Nas Tabelas 11.1 e 11.2 são apresentados os quantitativos e os custos relativos às ações de readequação e ampliação das ligações de água e esgoto.

11.3. READEQUAÇÃO E AMPLIAÇÃO DAS REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA E DE COLETA DOS ESGOTOS SANITÁRIOS

Conforme citado anteriormente no item 6.1.3, a rede de distribuição de água é, em sua maior parte, constituída de tubos de fibrocimento, sendo que é prevista a substituição a curto prazo dessas tubulações por novos tubos, em princípio de PVC. Essa ação já tem sido praticada pelo DAE, mas é proposta sua intensificação nos primeiros anos do horizonte de estudo, de forma a melhorar as condições operacionais e de manutenção da rede de distribuição, bem como reduzir os índices de perdas.

Em termos de médio e longo prazo, da mesma forma que as ligações de água e esgoto, o natural crescimento da ocupação urbana demanda a expansão das

redes de distribuição de água e de coleta de esgotos de forma a garantir os atuais elevados índices de atendimento dos serviços prestados pelo DAE.

A seguir, nas Tabelas 11.1 e 11.2, são apresentadas as ações e o cronograma de investimentos relativos à readequação e ampliação das redes de distribuição de água e de coleta de esgotos.

Tabela 11.1: Resumo das Ações Previstas para as redes de distribuição de Água de Abastecimento

Sistema de Abastecimento de Água					
ANO	Novas ligações (un/ano)	Substituição de ligações (un/ano)	Nova rede (m/ano)	Substituição rede (m/ano)	Substituição hidrômetros (un/ano)
2015		325		1.430	2.612
2016	20	325	156	1.430	2.612
2017	14	325	156	1.430	2.612
2018	14	325	154	1.430	2.612
2019	14	325	153	1.430	2.612
2020	14	325	151	1.430	2.612
2021	14	325	151	1.430	2.612
2022	14	325	149	1.430	2.612
2023	14	325	148	1.430	2.612
2024	13	325	146	1.430	2.612
2025	13	325	143	1.430	2.612
2026	13	160	145	715	2.612
2027	13	160	142	715	2.612
2028	13	160	141	715	2.612
2029	13	160	139	715	2.612
2030	13	160	139	715	2.612
2031	12	160	135	715	2.612
2032	12	160	135	715	2.612
2033	12	160	134	715	2.612
2034	12	160	132	715	2.612
2035	13	160	140	715	2.612
2036	11	160	121	715	2.612
2037	12	160	128	715	2.612
2038	12	160	127	715	2.612
2039	12	160	126	715	2.612
2040	13	160	144	715	2.612
2041	9	160	103	715	2.612
2042	11	160	121	715	2.612
2043	11	160	120	715	2.612
2044	11	160	119	715	2.612
2045	14	160	151	715	2.612
TOTAL	386	6.775	4.150	30.030	80.960

Tabela 11.2: Resumo das Ações Previstas para as redes de coleta e afastamento de esgoto sanitário

Sistema de Abastecimento de Esgoto				
ANO	Novas ligações (un/ano)	Substituição ligações (un/ano)	Nova Rede (m/ano)	Substituição rede (m/ano)
2015			0	760
2016	15	70	165	760
2017	15	70	165	760
2018	15	70	164	760
2019	15	70	162	760
2020	15	70	160	760
2021	15	70	160	760
2022	15	70	158	760
2023	14	70	157	760
2024	14	70	155	760
2025	14	70	152	380
2026	14	35	154	380
2027	14	35	151	380
2028	14	35	149	380
2029	14	35	148	380
2030	14	35	148	380
2031	13	35	143	380
2032	13	35	143	380
2033	13	35	142	380
2034	13	35	140	380
2035	14	35	148	380
2036	12	35	128	380
2037	13	35	136	380
2038	12	35	135	380
2039	12	35	133	380
2040	14	35	153	380
2041	10	35	109	380
2042	12	35	129	380
2043	12	35	127	380
2044	12	35	126	380
2045	15	35	160	380
TOTAL	406	1.400	4.402	15.580

11.4. SETORIZAÇÃO DO SISTEMA DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA

Conforme citado anteriormente no item 8.2, é proposta a consolidação de seis setores de abastecimento de água, tendo em vista os centros de reservação existentes e a conformação topográfica da área urbana.

Para a consolidação da setorização proposta são previstas ações de separação física da rede de distribuição através da instalação de válvulas de manobra em locais estratégicos, bem como macromedidores para a monitoração da água potável enviada a cada setor de abastecimento. Os macromedidores tem a

função de controle do volume de água fornecido a cada setor de distribuição, bem como de aferição das perdas físicas de água, através da comparação desses volumes com o conjunto das leituras de micromedicação do setor em avaliação.

As ações físicas propostas permitem a implementação de programas de redução de perdas, que se constituem em uma das principais medidas propostas. Com isso, será possível proceder à confirmação das demandas de consumo de água previstas ao longo do horizonte de estudo, pois é prevista a redução das perdas do patamar atual de 66% para cerca de 25% do volume produzido, conforme apresentado no item 5.1.3.

O detalhamento das ações de implantação de válvulas de controle e macromedidores, bem com a implementação e condução dos programas de redução de perdas dependem de futuros estudos específicos a serem realizados a curto prazo.

11.5. INTERVENÇÕES E AMPLIAÇÕES DOS SISTEMAS DE PRODUÇÃO, ADUÇÃO E RESERVAÇÃO DE ÁGUA

As ações propostas para os sistemas de produção, adução e reservação de água, foram apresentadas com detalhes no capítulo 8 deste relatório, sendo que os objetivos pretendidos são a melhoria das atuais condições operacionais e de manutenção da maioria das unidades formadoras desses sistemas, bem como otimização de seus custos operacionais. Tais ações são propostas para curto prazo de forma estabelecer melhores condições operacionais nos primeiros anos do horizonte de estudo.

Destaca-se a atual deficiência da medição das vazões de água potável produzida, quer seja pela ETA como pelos poços explorados, o que certamente compromete o controle das dosagens dos produtos químicos utilizados, bem como uma melhor avaliação do índice de perdas atual.

Com relação à ETA, a implantação de nova estrutura de chegada de água bruta tem o objetivo de corrigir tal deficiência, enquanto que para os poços existentes são propostos ensaios de avaliação de produtividade.

Com relação aos sistemas de adução e reservação, as ações de ampliação propostas estão intrinsecamente relacionadas com o atendimento das futuras de demandas em termos de consumo de água e com as ações de setorização citadas no item anterior. A Tabela 11.3 apresenta o cronograma de ações propostas para o sistema de produção, adução e reservação de água de abastecimento.

Tabela 11.3: Cronograma das ações previstas para adequação do sistema de produção, adução e reservação de água de abastecimento do município de Orlandia

Ano	Produção		Reservação	Adução
	Poços	ETA		
2015	Poço prop 3		Res. P. prop 3	PP 3 > ETA, Booster Vieira Brasão
2016		Reforma cap. água bruta Reforma ETA	Ref. Res. ETA	EEAD > ETA CR ETA > CR Cx Torre Booster Jd Siena Booster Cx Torre (ZA)
2017			Res. P. Gruta	P Gruta > CR Bucci P Gruta > CR ETA
2018	Poço prop 1		Res. P. prop. 1	PP 1 > CR V. Brasão CR Siena > CR Brasão CR Brasão > CR Parisi
2019	Poço prop 2		Res. P. prop. 2	PP 2 > CR Jd Siena
2020			Res. P. Marico	P Marico > CR Parisi P1&P5 > CR Siena
2021				P2 > CR ETA
2022			Res. CR Parisi	
2023				
2024				
2025				Booster ETA ZA (A)
2026				CR Bucci > CR Cx Torre
2027				
2028				
2029				
2030				Booster ETA ZA (B)

Vale destacar que grande parte das ações propostas está concentrada nos cinco primeiros anos do horizonte do plano. Isso se deve, conforme previamente

discutido no capítulo 8, às más condições do sistema de abastecimento de água e à consequente urgência de sua adequação.

11.6. INTERVENÇÕES E AMPLIAÇÃO DO SISTEMA DE AFASTAMENTO E TRATAMENTO DE ESGOTO SANITÁRIO

Conforme previamente discutido, os coletores-tronco e interceptores existentes são adequados para atender a atual área urbana do município de Orlandia por todo horizonte do plano. Há que se considerar, no entanto, a implantação de novos loteamentos em áreas não urbanizadas, onde deverão ser implantados elementos para afastamento do esgoto sanitário.

Além disso, a estação de tratamento de esgoto deverá também passar por readequação, uma vez que as unidades existentes não são adequadas para tratamento da demanda de esgoto gerado. Caso o corpo receptor seja enquadrado, a intervenção no sistema deverá ser ainda mais drástica. Para efeito de plano, foi considerado a situação mais crítica em termos de intervenção e investimento, ou seja, o caso em que o corpo receptor é enquadrado. O cronograma de ações para o sistema de afastamento e tratamento do esgoto é apresentado na Tabela 11.4.

Tabela 11.4: Cronograma das ações previstas para adequação do sistema de produção, adução e reservação de água de abastecimento do município de Orândia

Ano	Tratamento	Interceptores
2015	primeiro módulo ETE	Interceptor Jd. Timboré
2016		
2017		
2018		
2019		
2020	segundo módulo ETE	
2021		
2022		
2023		
2024		
2025		
2026		
2027		
2028		
2029		
2030		
2031		
2032		
2033		
2034		
2035		Interceptor zona expansão

11.7. INTERVENÇÕES NO SISTEMA DE DRENAGEM URBANA E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS

As intervenções no sistema de drenagem urbana e manejo de águas pluviais se resumem à readequação de um trecho de canal (entre as ruas 4 e 6) no Córrego dos Palmitos e à canalização do Ribeirão do Agudo.

As demais intervenções tem uma interface com o sistema de abastecimento de água, posto que visam à manutenção da qualidade da água de abastecimento. Essas ações configuram a recomposição da área de preservação permanente no entorno do Córrego dos Palmitos a montante do ponto de captação e a implantação das galerias de águas pluviais na mesma região. Essa última objetiva a interceptação da água de chuva que cai sobre a área urbana antes que essa

alcance o córrego, o que contribui para o controle da poluição difusa que poderia comprometer a qualidade da água captada.

12. AVALIAÇÃO ECONÔMICA

12.1. CUSTOS DO SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

Para levantamento dos custos relacionados às intervenções no sistema de abastecimento de água foram utilizados custos unitários adotados pela SABESP em seus estudos de planejamento, bem como na experiência da equipe técnica que participa desse estudo.

Quanto à reforma da ETA, uma vez que foi mantida integralmente a solução proposta no Plano Diretor elaborado em 2010, foi utilizado o custo apresentado na época, atualizado para o ano de 2014 com base no Índice Nacional de Construção Civil (INCC).

Os custos relativos à rede consideraram que 10% das novas redes será de responsabilidade do DAE e que 20% da rede existente será substituída. Os custos são distribuídos ao longo do horizonte de estudo na seguinte razão: 50% nos primeiros 10 anos e 50% nos 20 anos restantes. Quanto às ligações existentes adota-se que 20% serão substituídas, obedecendo a mesma razão de distribuição adotada para as redes.

Com relação à micromedicação, é prevista a contínua substituição dos hidrômetros na razão de 100% do total a cada cinco anos, de forma manter a idade média dos mesmos sempre inferior a dez anos.

O resumo dos custos estimados para as intervenções propostas para o sistema de abastecimento de água, ao longo dos 30 anos de horizonte de estudo, está apresentado no Quadro 12.1 e a Figura 12.1 apresenta o investimento acumulado nesse intervalo de tempo.

Os custos unitários detalhados, bem como o cronograma de implantação referente às propostas apresentadas no capítulo 8, constam no Anexo 3.

Tabela 12.1: Custos relativos a intervenções no Sistema de Abastecimento de Água de Orlandia

ANO	PROD./ RESERV/DIST.	MANUTENÇÃO E REPOSIÇÃO EQUIPAMENTOS	REDE	LIGAÇÕES	MICROMEDIÇÃO	SETORIZAÇÃO (*)	TOTAL	ACUMULADO	%
2015	3.296.700,00	545.924,30	59.500,00	104.000,00	274.218,00	300.000,00	4.580.342,30	4.580.342,30	8
2016	5.898.060,00	545.924,30	66.122,73	110.281,78	274.218,00	900.000,00	7.794.606,81	12.374.949,11	22
2017	1.500.500,00	545.924,30	66.122,04	108.578,52	274.218,00	1.200.000,00	3.695.342,85	16.070.291,96	29
2018	2.932.400,00	545.924,30	66.063,63	108.538,13	274.218,00	1.200.000,00	5.127.144,05	21.197.436,01	38
2019	3.291.500,00	545.924,30	66.005,22	108.497,74	274.218,00	1.200.000,00	5.486.145,26	26.683.581,27	48
2020	1.343.750,00	545.924,30	65.906,71	108.429,64	274.218,00	1.200.000,00	3.538.228,65	30.221.809,92	55
2021	1.375.500,00	545.924,30	65.928,48	108.444,69	274.218,00		2.370.015,47	32.591.825,39	59
2022	200.000,00	545.924,30	65.829,98	108.376,59	274.218,00		1.194.348,86	33.786.174,25	61
2023		545.924,30	65.771,57	108.336,20	274.218,00		994.250,07	34.780.424,32	63
2024		545.924,30	65.713,16	108.295,81	274.218,00		994.151,27	35.774.575,58	65
2025	90.000,00	545.924,30	65.588,66	108.209,74	274.218,00		1.083.940,70	36.858.516,28	67
2026	75.000,00	545.924,30	35.912,42	55.460,73	274.218,00		986.515,44	37.845.031,73	69
2027		545.924,30	35.787,92	55.374,66	274.218,00		911.304,87	38.756.336,60	70
2028		545.924,30	35.729,51	55.334,27	274.218,00		911.206,08	39.667.542,68	72
2029		545.924,30	35.671,10	55.293,88	274.218,00		911.107,28	40.578.649,96	73
2030	90.000,00	545.924,30	35.676,58	55.297,67	274.218,00		1.001.116,54	41.579.766,50	75
2031		545.924,30	35.490,39	55.168,94	274.218,00		910.801,62	42.490.568,12	77
2032		545.924,30	35.495,86	55.172,73	274.218,00		910.810,89	43.401.379,01	79
2033		545.924,30	35.437,45	55.132,34	274.218,00		910.712,09	44.312.091,09	80
2034		545.924,30	35.379,04	55.091,95	274.218,00		910.613,29	45.222.704,38	82
2035		545.924,30	35.698,51	55.312,83	274.218,00		911.153,63	46.133.858,02	84
2036		545.924,30	34.884,34	54.749,91	274.218,00		909.776,55	47.043.634,57	85
2037		545.924,30	35.203,81	54.970,79	274.218,00		910.316,90	47.953.951,47	87
2038		545.924,30	35.145,39	54.930,41	274.218,00		910.218,10	48.864.169,57	88
2039		545.924,30	35.086,98	54.890,02	274.218,00		910.119,30	49.774.288,87	90

Tabela 12.1: Custos relativos a intervenções no Sistema de Abastecimento de Água de Orândia (continuação)

ANO	PROD./ RESERV/DIST.	MANUTENÇÃO E REPOSIÇÃO EQUIPAMENTOS	REDE	LIGAÇÕES	MICROMEDIÇÃO	SETORIZAÇÃO (*)	TOTAL	ACUMULADO	%
2040		545.924,30	35.876,40	55.435,83	274.218,00		911.454,53	50.685.743,39	92
2041		545.924,30	34.122,33	54.223,06	274.218,00		908.487,68	51.594.231,08	93
2042		545.924,30	34.911,75	54.768,86	274.218,00		909.822,91	52.504.053,99	95
2043		545.924,30	34.853,34	54.728,48	274.218,00		909.724,11	53.413.778,10	97
2044		545.924,30	34.794,93	54.688,09	274.218,00		909.625,31	54.323.403,41	98
2045		545.924,30	36.168,18	55.637,57	274.218,00		911.948,05	55.235.351,46	100
TOTAL	20.093.410,00	16.923.653,18	1.425.878,40	2.291.651,88	8.500.758,00	6.000.000,00	55.235.351,46		

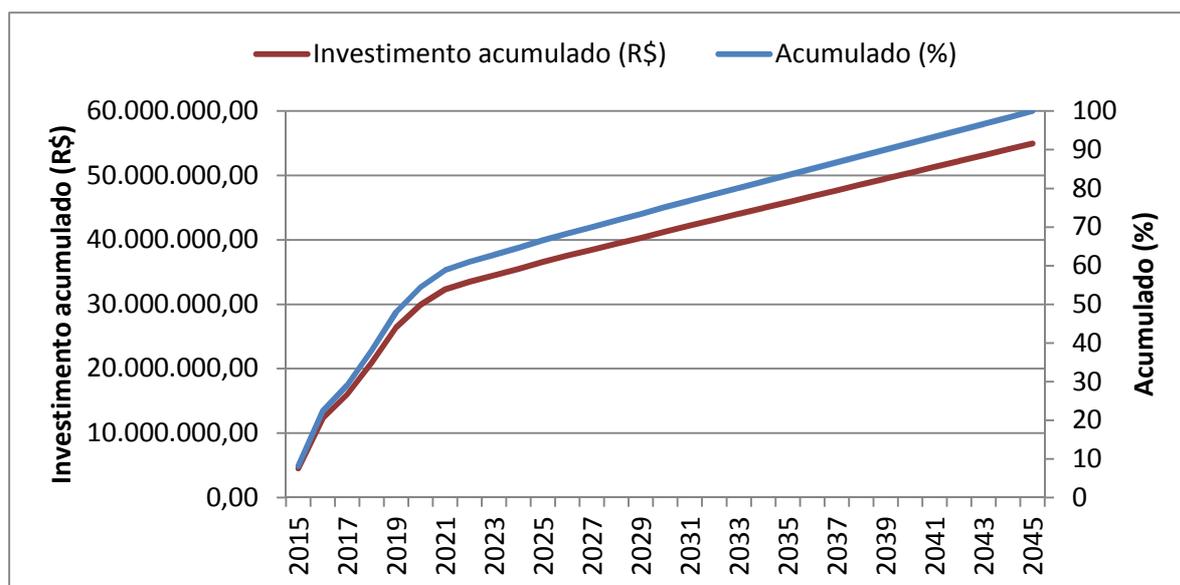


Figura 12.1: Investimento acumulado ao longo do horizonte de plano referente ao Sist. de Abastecimento de Água

Observa-se que os investimentos necessários para adequação do sistema de abastecimento de água estão bastante concentrados nos primeiros cinco anos do horizonte do plano, sendo que até 2020 está previsto investimento de 54% do total. Esse investimento já no início de plano se justifica uma vez que grande parte das propostas identificadas para adequação do sistema de abastecimento de água devem ser implantadas com certa urgência, o que, em parte, se deve à má condição dos atuais elementos do sistema.

12.2. CUSTOS DO SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO

Analogamente ao previsto para o sistema de abastecimento de água, a estimativa dos custos relativos ao sistema de esgotamento sanitário foi feito com base nas tabelas de custos unitários da SABESP, apresentados no Anexo 3.

O custo de implantação da ETE adotado seguiu o levantado na seção 9. Por segurança, foi adotado o maior custo de implantação entre as duas alternativas.

A estimativa dos custos para implementação das melhorias no sistema de esgoto abrangeu também implantação de redes coletoras novas. Embora isso seja, em geral, de responsabilidade do empreendedor que implanta o loteamento, adotou-se, por segurança, que o DAE implantará 10% das novas redes. A extensão da rede

foi calculada a partir do índice de rede (em m/hab), e da projeção populacional, apresentada na Tabela 4.2.

Quanto à rede existente, é proposta a substituição de 20% da rede existente, o que equivale a 15 km, sendo que 50% deverão ser substituídos nos próximos dez anos (até 2025) e os outros 50% serão substituídos entre 2025 e 2045.

À semelhança da implantação de rede nova, as ligações novas não são de responsabilidade do DAE. Ainda sim, por questão de segurança, adotou-se que o DAE responderá por 10% das novas ligações. O cálculo de novas ligações foi feito com base no número de habitantes por domicílio (adotado em 3,1) e na projeção populacional.

Ainda de forma análoga ao cálculo de manutenção da rede, adotou-se que o DAE deverá substituir 10% das ligações existentes, i.e., 1.400 ligações, sendo previsto 50% do investimento para os próximos dez anos e os outros 50% entre 2026 e 2045.

Vale lembrar que os custos unitários de implantação/substituição de rede e de ligação foi definido com base em tabelas de custos unitários da SABESP.

O resumo dos custos de melhorias e ampliação do sistema de esgoto ao longo dos 30 anos de horizonte de estudo está apresentado na Tabela 12.2 e a Figura 12.2 apresenta o investimento acumulado nesse intervalo de tempo.

Os custos unitários detalhados, bem como o cronograma de implantação referentes às propostas apresentadas no capítulo 9, constam no Anexo 3.

Tabela 12.2: Custos relativos a intervenções no Sistema de Esgotamento Sanitário de Orlandia

ANO	AFASTAMENTO, ELEVATÓRIA E TRATAMENTO	MANUTENÇÃO E REPOSIÇÃO EQUIPAMENTOS	REDE	LIGAÇÕES	TOTAL	ACUMULADO	%
2015	9.777.750,00	822.000,00	349.600,00	0,00	10.949.350,00	10.949.350,00	18
2016	6.136.000,00	822.000,00	425.625,64	37.502,32	7.421.127,96	18.370.477,96	31
2017		822.000,00	425.617,69	37.501,62	1.285.119,31	19.655.597,28	33
2018		822.000,00	424.947,16	37.442,51	1.284.389,66	20.939.986,94	35
2019		822.000,00	424.276,62	37.383,39	1.283.660,01	22.223.646,96	37
2020	8.260.000,00	822.000,00	423.145,88	37.283,71	9.542.429,59	31.766.076,55	53
2021		822.000,00	423.395,75	37.305,74	1.282.701,49	33.048.778,04	55
2022		822.000,00	422.265,01	37.206,05	1.281.471,07	34.330.249,10	57
2023		822.000,00	421.594,48	37.146,94	1.280.741,42	35.610.990,52	59
2024		822.000,00	420.923,94	37.087,82	1.280.011,77	36.891.002,29	61
2025		822.000,00	244.694,81	36.961,83	1.103.656,65	37.994.658,94	63
2026		822.000,00	245.541,46	21.636,47	1.089.177,94	39.083.836,87	65
2027		822.000,00	244.112,33	21.510,48	1.087.622,82	40.171.459,69	67
2028		822.000,00	243.441,80	21.451,37	1.086.893,17	41.258.352,86	69
2029		822.000,00	242.771,26	21.392,26	1.086.163,52	42.344.516,38	70
2030		822.000,00	242.834,15	21.397,80	1.086.231,95	43.430.748,32	72
2031		822.000,00	240.696,77	21.209,37	1.083.906,14	44.514.654,47	74
2032		822.000,00	240.759,65	21.214,92	1.083.974,57	45.598.629,04	76
2033		822.000,00	240.089,12	21.155,80	1.083.244,92	46.681.873,96	78
2034		822.000,00	239.418,58	21.096,69	1.082.515,27	47.764.389,23	79
2035	587.500,00	822.000,00	243.085,88	21.419,99	1.674.005,87	49.438.395,10	82
2036		822.000,00	233.739,68	20.596,04	1.076.335,72	50.514.730,82	84
2037		822.000,00	237.406,97	20.919,35	1.080.326,32	51.595.057,14	86
2038		822.000,00	236.736,44	20.860,23	1.079.596,67	52.674.653,81	87
2039		822.000,00	236.065,90	20.801,12	1.078.867,02	53.753.520,84	89
2040		822.000,00	245.128,01	21.600,02	1.088.728,03	54.842.248,87	91
2041		822.000,00	224.992,19	19.824,88	1.066.817,06	55.909.065,93	93
2042		822.000,00	234.054,29	20.623,78	1.076.678,07	56.985.744,01	95
2043		822.000,00	233.383,76	20.564,67	1.075.948,42	58.061.692,43	96
2044		822.000,00	232.713,22	20.505,55	1.075.218,77	59.136.911,21	98
2045		822.000,00	248.477,54	21.895,32	1.092.372,86	60.229.284,06	100
TOTAL	24.761.250,00	25.482.000,00	9.191.536,00	794.498,06	60.229.284,06		

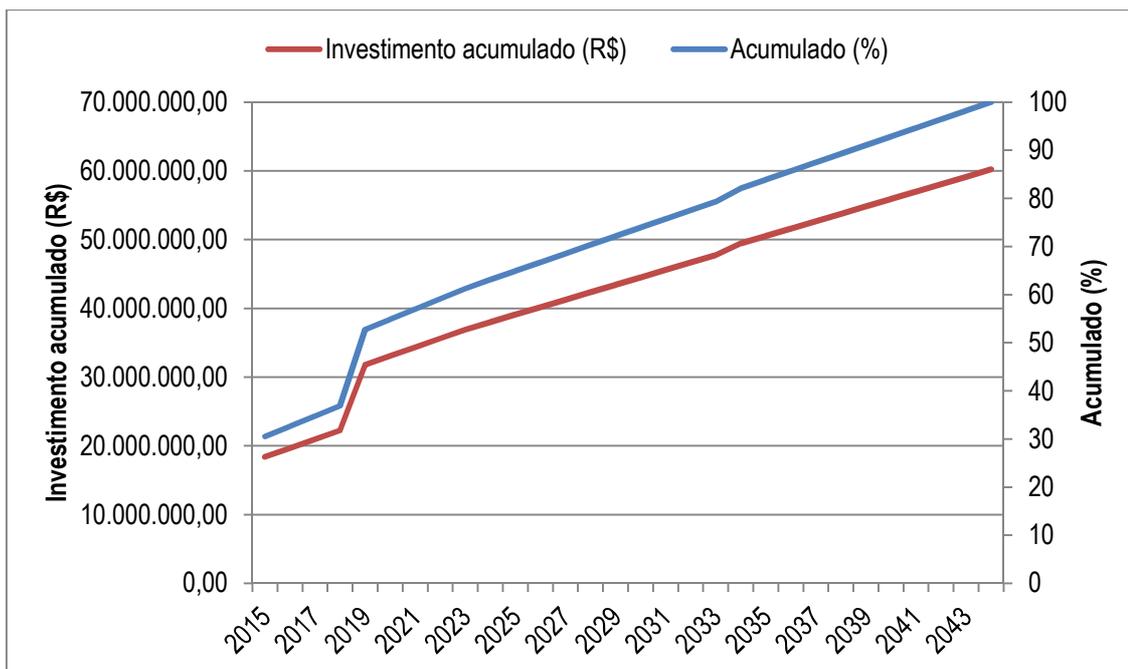


Figura 12.2: Investimento acumulado ao longo do horizonte de plano referente ao Sist. de Esgotamento Sanitário

12.3. CUSTOS DO SISTEMA DE DRENAGEM URBANA E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS

Os custos do sistema de drenagem urbana e manejo de águas pluviais foram levantados a partir de consulta aos preços praticados no mercado para obras similares.

O resumo dos investimentos para o sistema de drenagem urbana e manejo de águas pluviais ao longo dos 30 anos de horizonte de estudo está apresentado na Tabela 12.3 e a Figura 12.3 apresenta o investimento acumulado nesse intervalo de tempo.

Tabela 12.3: Custos relativos a intervenções no Sistema de Drenagem Urbana e Manejo de Águas Pluviais de Orlandia

ANO	RECOMPOSIÇÃO CANAL	IMPLANTAÇÃO GALERIAS DE ÁGUAS PLUVIAIS	CANALIZAÇÃO	MANUTENÇÃO CANAIS	TOTAL	ACUMULADO	%
2015	2.000.000,00			500.000,00	2.500.000,00	2.500.000,00	5
2016		2.587.333,33		500.000,00	3.087.333,33	5.587.333,33	12
2017		2.587.333,33		500.000,00	3.087.333,33	8.674.666,67	19
2018		2.587.333,33		500.000,00	3.087.333,33	11.762.000,00	26
2019			4.100.000,00	500.000,00	4.600.000,00	16.362.000,00	36
2020			4.100.000,00	500.000,00	4.600.000,00	20.962.000,00	46
2021			4.100.000,00	500.000,00	4.600.000,00	25.562.000,00	56
2022			4.100.000,00	500.000,00	4.600.000,00	30.162.000,00	66
2023			4.100.000,00	500.000,00	4.600.000,00	34.762.000,00	76
2024				500.000,00	500.000,00	35.262.000,00	77
2025				500.000,00	500.000,00	35.762.000,00	78
2026				500.000,00	500.000,00	36.262.000,00	79
2027				500.000,00	500.000,00	36.762.000,00	80
2028				500.000,00	500.000,00	37.262.000,00	81
2029				500.000,00	500.000,00	37.762.000,00	83
2030				500.000,00	500.000,00	38.262.000,00	84
2031				500.000,00	500.000,00	38.762.000,00	85
2032				500.000,00	500.000,00	39.262.000,00	86
2033				500.000,00	500.000,00	39.762.000,00	87
2034				500.000,00	500.000,00	40.262.000,00	88
2035				500.000,00	500.000,00	40.762.000,00	89
2036				500.000,00	500.000,00	41.262.000,00	90
2037				500.000,00	500.000,00	41.762.000,00	91
2038				500.000,00	500.000,00	42.262.000,00	92
2039				500.000,00	500.000,00	42.762.000,00	93
2040				500.000,00	500.000,00	43.262.000,00	95
2041				500.000,00	500.000,00	43.762.000,00	96
2042				500.000,00	500.000,00	44.262.000,00	97
2043				500.000,00	500.000,00	44.762.000,00	98
2044				500.000,00	500.000,00	45.262.000,00	99
2045				500.000,00	500.000,00	45.762.000,00	100
TOTAL	2.000.000,00	7.762.000,00	20.500.000,00	15.500.000,00	45.762.000,00		

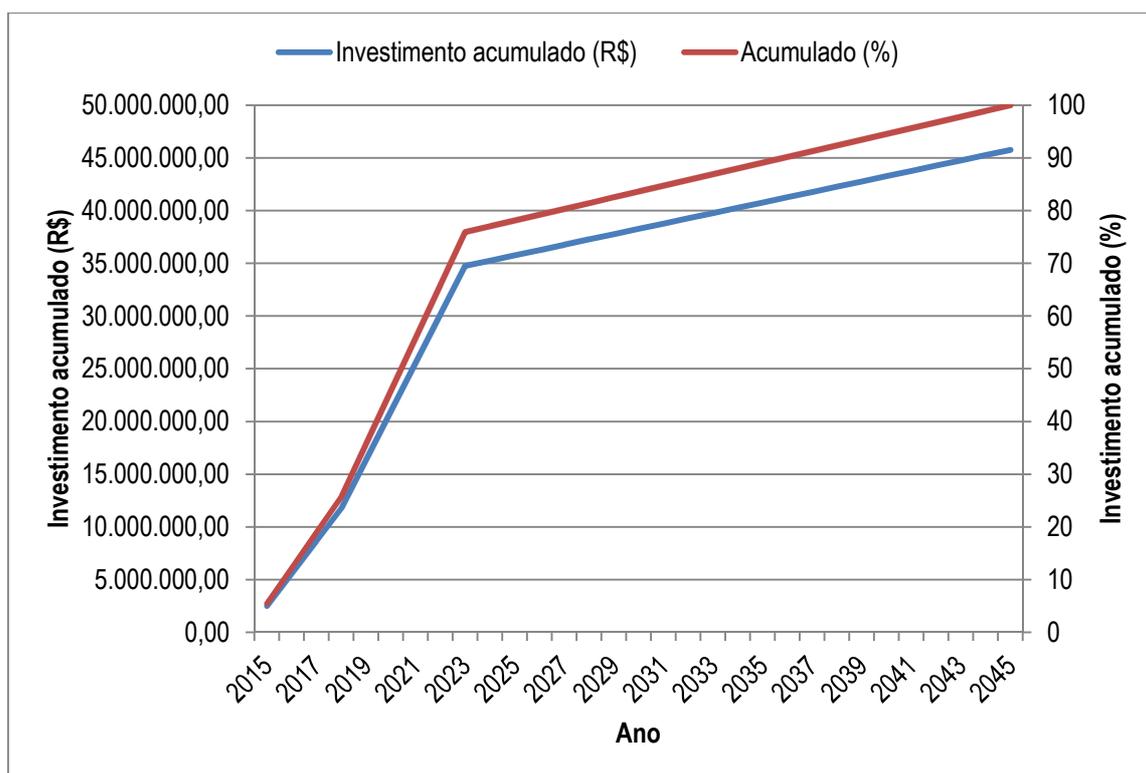


Figura 12.3: Investimento acumulado ao longo do horizonte de plano referente ao Sist. Drenagem Urbana e Manejo de Águas Pluviais

12.4. CUSTOS GERAIS

A Tabela 12.4 sintetiza os custos gerais para a implantação e manutenção das ações propostas para o sistema de abastecimento de água potável, de esgotamento sanitário e de drenagem urbana.

Tabela 12.4: Síntese dos investimentos necessários para os sistemas de abastecimento de água, esgotamento sanitário e drenagem e manejo de águas pluviais urbanas

Descrição	Investimento total em 30 anos	Investimentos parciais (%)			
		em 5 anos	em 10 anos	em 20 anos	em 30 anos
Abastecimento de Água	R\$ 54.973.250,00	54%	67%	83%	100%
Esgotamento sanitário	R\$ 60.229.290,00	53%	63%	82%	100%
Estrutura administrativa	R\$ 2.700.000,00	100%	-	-	-
Subtotal água e esgoto	R\$ 117.902.540,00	55%	66%	83%	100%
Drenagem e manejo de águas pluviais	R\$ 45.762.000,00	46%	78%	89%	100%
TOTAL	R\$ 163.664.540,00	52%	69%	85%	100%

Vale observar que na Tabela 12.4 um dos investimentos que aparecem é identificado como “estrutura administrativa”, e é comum tanto ao sistema de abastecimento de água quanto ao sistema de esgotamento sanitário. Esse investimento consiste na automação e monitoramento do sistema (telemetria), o que deverá facilitar a operação e contribuir para o aumento no nível de segurança do sistema.

Outro ponto que merece destaque é o fato de grande parte dos investimentos estarem bastante concentrados nos cinco primeiros anos do horizonte do plano (2015-2020). Conforme previamente discutido neste relatório, isso ocorre uma vez que muitas das ações pontuais de grande porte devem ser implantadas com certa urgência, e forma a adequar o sistema e assegurar que a população tenha acesso a serviços de saneamento básicos satisfatórios.

ANEXO 1: LEVANTAMENTO FOTOGRÁFICO

ANEXO 1.1: LEVANTAMENTO FOTOGRÁFICO SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA



Figura 1: Barragem de nível no córrego do Palmito

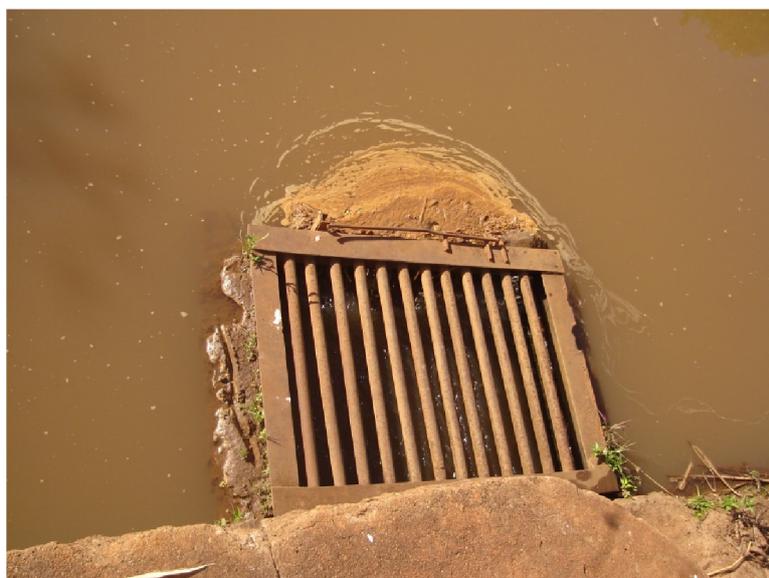


Figura 2: Estrutura de captação com grade grosseira



Figura 3: Caixas de areia para o pré-tratamento da água bruta captada no córrego do Palmito



Figura 4: Canal de água bruta a jusante das caixas de areia



Figura 5: Conjunto motobomba recentemente implantado na EE de água bruta que alimenta a ETA



Figura 6: Sistema de armazenamento e aplicação de hipoclorito de sódio para pré-oxidação da água bruta e desinfecção da água captada pelos poços P1 e P5



Figura 7: Canal de chegada de água com aplicação de cal hidratada em sua porção inicial e sulfato de alumínio imediatamente a montante do vertedor

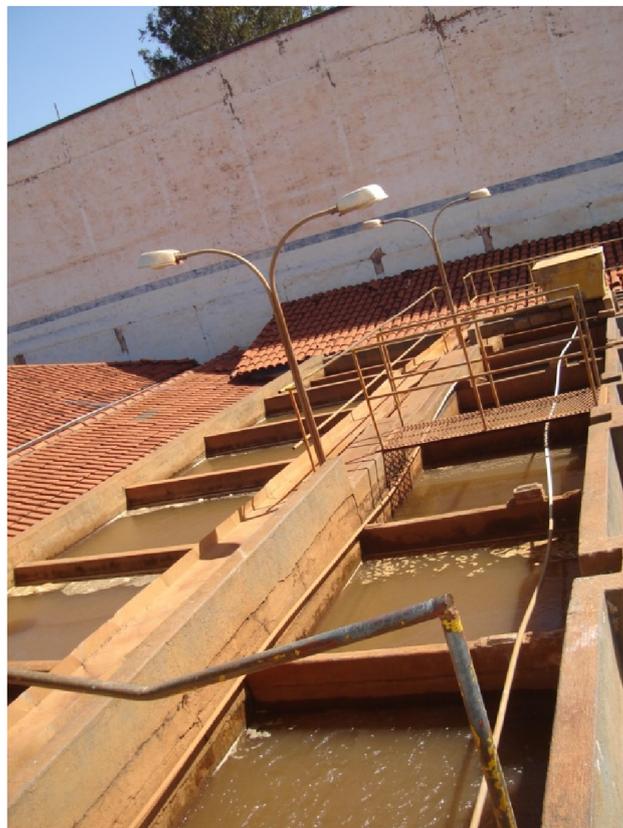


Figura 8 Vista dos floculadores a partir de sua porção de montante



Figura 9: Vista dos floculadores a partir de sua porção de jusante (Em primeiro plano, vista do trecho inicial do canal de água floculada)



Figura 10: Vista parcial dos decantadores



Figura 11: Vista da porção de jusante dos decantadores com destaque para as calhas de coleta de água decantada



Figura 12: Vista parcial dos filtros



Figura 13: Corredor de comando dos filtros



Figura 14: Galeria dos barriletes de água filtrada e de lavagem dos filtros



Figura 15: Vista dos tanques estacionários. Em primeiro plano, tanque provisório para o armazenamento de sulfato de alumínio. Em segundo plano a esquerda, tanque de hipoclorito de sódio e, a direita, tanques definitivos para o sulfato de alumínio (em fase de implantação).



Figura 16: Tanque de preparo de suspensão de cal (segundo pavimento da Casa de Química)



Figura 17: Tanques de diluição da solução concentrada de sulfato de alumínio (segundo pavimento da Casa de Química)



Figura 18: Dosadores de canecas para a cal hidratada (a esquerda), dosadores de nível constante para o sulfato de alumínio (a direita), localizados no primeiro pavimento da Casa de Química.



Figura 19: Sacas de cal hidratada (Pavimento térreo)



Figura 20: Monta carga para transporte das sacas e cal e de sulfato de alumínio



Figura 21: Sistema de dosagem de hipoclorito de sódio para desinfecção da água filtrada



Figura 22: Poço da Gruta



Figura 23: Poço P1



Figura 24: Em primeiro plano, vista dos conjuntos motobomba da EEAT do Sistema de Produção dos Poços P1 e P5.



Figura 25: Vista geral do Sistema de Produção do Poço P2



Figura 26 Vista geral da EEAT do Sistema de Produção do Poço P2



Figura 27: Vista interna do maior reservatório do CR ETA. Destaque para sua cobertura metálica do tipo telhado de duas águas.



Figura 28: Vista do reservatório semi-enterrado do CR ETA (poço de sucção da EEAT)



Figura 29: Vista geral da EEAT do CR ETA



Figura 30: Vista geral do CR Caixa Torre com destaque para o reservatório elevado (Caixa Torre)



Figura 31: Vista geral do CR Jardim Siena



Figura 32: Vista geral do CR Parisi



Figura 33: Vista geral do CR José Vieira Brazão

ANEXO 1.2: LEVANTAMENTO FOTOGRÁFICO SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO



Figura 34: Vista da estrutura de tratamento preliminar composta por grades médias e caixas de areia. Ao fundo, vista da estação elevatória.



Figura 35: Vista parcial do poço de sucção e dos conjuntos motobomba da EE de esgoto pré-tratado



Figura 36: Caixa divisora de fluxo para os dois módulos de tratamento



Figura 37: Vista parcial, no sentido de jusante para montante, da lagoa anaeróbia do módulo em operação.



Figura 38: Vista da lagoa anaeróbia do módulo.



Figura 39: Vista parcial, no sentido de montante para jusante, da lagoa facultativa do módulo em operação.



Figura 40: Vista parcial, no sentido de montante para jusante, da lagoa facultativa do módulo em operação.

ANEXO 1.3: LEVANTAMENTO FOTOGRÁFICO SISTEMA DE DRENAGEM URBANA



Figura 41: Vista ponto de visita 1



Figura 42: Vista ponto de visita 2



Figura 43: Vista ponto de visita 4



Figura 45: Vista ponto de visita 5



Figura 46: Vista ponto de visita 6



Figura 46: Vista trecho entre os pontos 6 e 7



Figura 47: Ponto de visita 7



Figura 48: Ponto de visita 8



Figura 48: Ponto de visita 9 (jusante)



Figura 49: Ponto de visita 9 (montante)



Figura 50: Ponto de visita 10 (montante)



Figura 51: Ponto de visita 11



Figura 52: Ponto de visita 11

ANEXO 2: MEMORIAIS DE CÁLCULO

Plano de Saneamento Básico - Orlandia/SP
Estudo de Alternativas para ETE
Determinação dos Níveis de Eficiência Necessários

HIPÓTESE DE RE-ENQUADRAMENTO NA CLASSE 3

Corpo Receptor:

Ribeirão do Agudo

Reenquadramento na Classe 3

Limites de Enquadramento: (Classe 3)

DBO =	10 mg/L
N amoniacal =	2,5 mg/L
Nitratos =	10 mg/L
Fósforo total =	0,15 mg/L
Coli fecal =	4.000 NMP/100 ml

Q 7,10 Corpo Receptor = 659 L/s

Qualidade do Corpo Receptor (Valores adotados)

DBO rio montante =	8,0 mg/L
N Amoniacal rio montante =	1,5 mg/L
Nitrato rio montante =	5,0 mg/L
P rio montante =	0,1 mg/L
Coli fecal =	2.000 NMP/100 ml

Efluente tratado:

Vazão média final de plano = 148,8 L/s

Valores máximos para o Efluente Tratado:

DBO =	19 mg/L
N Amoniacal =	7 mg/L
Nitrato =	32 mg/L
Fósforo =	0,37 mg/L
Coli fecal =	12.858 NMP/100 ml

Valores Típicos do Esgoto Bruto:

DBO =	300 mg/L
N Amoniacal =	45 mg/L
Nitrato =	40 mg/L (potencial de nitrificação)
Fósforo =	7 mg/L
Coli fecal =	1,00E+09 NMP/100 ml

Eficiências Necessárias para a ETE:

DBO =	94 %
N Amoniacal =	85 %
Nitrato =	19,6 %
Fósforo =	94,7 %
Coli fecal =	99,999 NMP/100 ml

Plano Municipal de Saneamento Básico - Orlandia/SP Estudo de Alternativas para ETE

Alternativa 1: Reatores UASB seguido de Lodo Ativado de Aeração Prolongada,
Nitrificação, Desnitrificação Parcial e Remoção Físico-Química de Fósforo

1 - Caracterização

1.1 - Caracterização quantitativa

Vazão de esgoto + Qinfiltração

	2.015	2.020	2.025	2.030	2.035	2.040	2.045	Saturação
População (hab)	43.267	45.600	47.834	49.975	52.025	53.982	55.843	76.890
Qmédia (L/s)	115,30	121,52	127,47	133,17	138,64	143,85	148,81	204,90
Qmáx Diária (L/s)	135,33	142,63	149,62	156,31	162,72	168,85	174,67	240,49
Qmáx Horári: (L/s)	195,42	205,96	216,05	225,72	234,98	243,82	252,23	347,29

Qk1 = 15.091 m³/dia

1.2 - Caracterização qualitativa

A caracterização qualitativa baseou-se nas concentrações consagradas pela literatura especializada.

DQO =	550 mg/L
DBO =	300 mg/L
NTK =	45 mg/L
PO ₄ =	7 mg/L
Alcalinidade =	100 mgCaCO ₃ /L
Carga orgânica =	8.300 kgDQO/dia
Carga orgânica =	4.527 kgDBO/dia

2 - Tratamento Preliminar

Obs.: Comum às duas alternativas

Para tratamento preliminar, será adotada peneira rotativa com tela filtrante de 3 mm, seguidas por caixa de areia aerada vertical de fundo cônico.

Nº equipamentos = 2 , operando no esquema 1 + 1 de reserva.
Capacidade equipamentos = 300 L/s

3 - Dimensionamento Tratamento Biológico

3.1 - Reatores UASB

Vazão a ser tratada = 15.091 m³/dia
TDH = 12 horas ou 0,5 dia
Volume reatores = 7.546 m³

Eficiência estimada = 70 %

Número de reatores = 4
Volume por reator = 1.886 m³

Altura reator = 5,5 m
 Área = 343 m²/reator

Formato do reator: retangular
 Comprimento = 28,0 m
 Largura = 12,5 m
 Profundidade útil = 5,5 m
 Área efetiva = 350 m²/reator
 Volume efetivo = 1.925 m³/reator
 Número de reatores = 4
 Volume efetivo total = 7.700 m³

3.1.1 - Verificação carga orgânica

Carga orgânica = 8.300 kgDQO/dia ou 4.527 kg DBO/dia

Para V reator = 7.700 m³

CO aplicada = 1,1 kg DQO/m³.dia ou 0,6 kg DBO/m³.dia (Ok)

3.1.2 - Verificação velocidade ascensional

Q = 629 m³/hora
 Área = 1.400 m²

v asc = 0,45 m/h (Ok)

3.1.3 - Produção de Lodo

$P_x = y \text{ (kgSST/KgDQO rem)} \times \text{CO aplic (kg DQO/dia)}$

y = 0,12 kgSST/kgDQOrem

CO rem = 5.810 kg DQO rem/dia

Teor total de sólidos descartado:

P_x = 697 kgSST/dia

Adota-se teor de sólidos do lodo descartado = 15 kg SST/m³

V lodo descartado UASB = 46,5 m³/dia

3.1.4 - Produção de Biogás

Produção específica = 300 N Litros Biogás / kg DQO rem.

p/ DQO removida = 5.810 kg DQO/dia

Produção biogás = 1.743.026 Litros biogás / dia

Biogás produzido = 1.743 N m³/dia 72,6 N m³/hora

3.2 - Lodo Ativado

3.2.1 - Vazões e Cargas de Dimensionamento

Vazão =	629 m ³ /h ou	175 L/s
DBO removida no UASB =	210 mg/L	
DQO removida no UASB =	385 mg/L	
NTK removido no UASB =	0 mg/L	
Fósforo removido no UASB =	0 mg/L	

Cargas Remanescentes do UASB

DBO =	90 mg/L
DQO =	165 mg/L
NTK =	45 mg/L
Fósforo =	7 mg/L

3.2.2 - Volume Aerado

Volume para remoção de matéria carbonácea

Parâmetros cinéticos ρ	(I) t_c =	30 dias
	(II) y =	0,5 kg SSV/ kg DBO apl.
	(III) k_d =	0,04 dia ⁻¹
	(IV) Efic. =	90 %
	(I) tempo de detenção celular	
	(II) coeficiente de síntese celular	
	(III) taxa de respiração endógena	
	(IV) eficiência de remoção da matéria carbonácea	

Determinação do volume necessário para remoção da matéria carbonácea:

$$p/td = 5 \text{ horas ou } 0,2 \text{ dias}$$

$$\text{Volume de remoção da matéria carbonácea} = 3.144 \text{ m}^3$$

$$X_v = (t_c \times Q_{\text{máx}} \times y \times (\text{DBO}_{\text{af}} - \text{DBO}_{\text{ef}})) / (V \times (1 + k_d \times t_c))$$

$$\text{DBO}_{\text{af}} = 90 \text{ mg/L}$$

$$\text{DBO}_{\text{ef}} = 9 \text{ mg/L}$$

$$X_{vTA} = 2.651 \text{ mg/L}$$

Determinação da quantidade de lodo ativo no tanque de aeração:

$$\text{SSVTA} = 8.334 \text{ kgSSVTA}$$

Verificação da relação alimento/microrganismo (F/M):

$$0,2 \text{ kg DBO/kg SSVTA}$$

F/M = 0,16 kgDBO/kgSSVTA (OK)

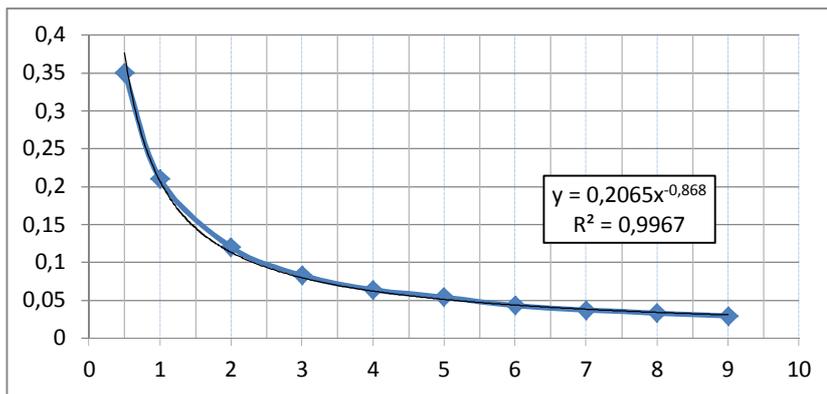
Processo de Nitrificação

NTKaf = 45 mg/L

DBO af = 90 mg/L

Relação DBO/NTK = 2,0

DBO/NTK	Fração Nitrificantes
0,5	0,350
1	0,210
2	0,120
3	0,083
4	0,064
5	0,054
6	0,043
7	0,037
8	0,033
9	0,029



Fração de nitrificantes adotada: 0,113

XvTA = 2.651 mg/L

Xv Nitrificante = 301 mg/L

Parâmetros cinéticos r

- (I) tc = 30 dias
- (II) yn = 0,2 kg SSV/ kg NTK apl.
- (III) kdn = 0,05 1/dia
- (IV) Efic. = 90 %

- (I) tempo de detenção celular das nitrificantes
- (II) coeficiente de síntese celular das nitrificantes
- (III) taxa de respiração endógena das nitrificantes
- (IV) eficiência da nitrificação

$$V = (tc \times Q_{\text{máx}} \times y_n \times (NTK_{af} - NTK_{ef})) / (X_{vn} \times (1 + k_{dn} \times tc))$$

NTKaf = 45 mg/L

NTKef = 5 mg/L

Volume necessário para Nitrificação = 4.875 m³

Volume aerado = Máx (Vol remoção mat. Carbonácea; Vol Nitrificação)

Volume remoção matéria carbonácea =	3.144 m ³
Volume nitrificação =	4.875 m ³
Volume aerado =	4.875 m ³

3.2.3 - Volume Anóxico

NO_xaf = 40 mg/L dependente da eficiência da Nitrificação

Fração desnitrificantes 50 %
 X_v = 2.651 mg/L

X_v desnitrificantes = 1.325 mg/L

Parâmetros cinéticos desnitrificantes:

- (I) t_c = 30 dias
- (II) y_d = 0,5 kg SSV/ kg NO_x apl.
- (III) k_{dd} = 0,04 1/dia
- (IV) Efic. = 75 %

- (I) tempo de detenção celular das desnitrificantes
- (II) coeficiente de síntese celular de desnitrificantes
- (III) taxa de respiração endógena das desnitrificantes
- (IV) eficiência da desnitrificação

$$V = (t_c \times Q_{\text{máx}} \times y_d \times (\text{NO}_x \text{af} - \text{NO}_x \text{ef})) / (X_{vd} \times (1 + k_{dd} \times t_c))$$

NO_xaf = 40 mg/L
 NO_xef = 10 mg/L

Volume necessário para Desnitrificação = 2.329 m³

Volume tanque de aeração

Volume aerado = 4.875 m³
 Volume anóxico = 2.329 m³
 Volume tanque aeração = 7.204 m³

Dimensões	
Quantidade de tanques =	2
Lâmina líquida =	5,0 m
Altura total =	5,4 m
Comprimento =	20 m
Largura =	36 m
Volume efetivo =	7.200 m ³

3.2.4 - Sistema de Aeração

O₂ Requerido = 1,5 CO(DBOapli.)+ 4,57 Q(NTKaf-NTKef)-2,86*0,75*NTKdisp

NTK disp = NTK apl - 0,1 (X_v/t_c)

NTK disp = 470,295

O ₂ Requerido =	3.822 kgO ₂ /dia	
Fator de pico =	20 %	
Consumo máx. O ₂ =	4.586 kgO ₂ /dia ou	191 kgO ₂ /hora
Taxa de transferência de oxigênio para o ar difuso =		15 %
Oxigênio a introduzir =	1.274 kgO ₂ /h	
Densidade do ar =	1,201 kg/m ³	
% em massa de oxigênio no ar =	23 %	
Volume de ar a introduzir =	4.612 m ³ ar/h ou	77 m ³ /min

Adotam-se 3 sopradores (2 + 1 de reserva) que atendam à seguinte especificação:

Vazão de ar individual =	2.306 m ³ ar/hora
Pressão de Trabalho =	6,0 mca
Potência =	75,0 kW

3.2.5 - Decantador Secundário

Taxa de aplicação =	15 m ³ /m ² .dia	
p/ Q =	15.091 m ³ /dia	
A dec =	1.006 m ²	
Número de decantadores =	2	
A decantador =	503 m ²	
Para formato circular =>	Diâmetro =	25,31 m

Dimensões finais:

Área =	531 m ²	
Formato circular com diâmetro =	26,0 m	
Profundidade útil =	3,0 m	adotado
Tx aplic. Sup. Efetiva =	14,2 m ³ /m ² x dia	

3.2.6 - Elevatória de Recirculação de Lodo

Determinação da taxa de recirculação de lodo do tanque de aeração:

Concentração do lodo no tanque de aeração =	2.651 mg/L	
Concentração do lodo sedimentado =	8.000 mg/L	(adotado)

$$X_v TA \times (Q_{af} + Q_r) = X_v sed \times Q_r$$

Q _r /Q _{af} =	0,50	Taxa de recirculação teórica
-----------------------------------	------	------------------------------

Adota-se uma taxa de recirculação de 1,00

p/ Q af =	175 L/s	Q _r =	175 L/s
-----------	---------	------------------	---------

Portanto é prevista uma EE com capacidade de recalque de: 175 L/s

3.2.7 - Recirculação interna

$$Q_{ri} / Q = N_o / N_n - 1 - Q_r / Q$$

Nitrogênio do despejo $N_o = 40,0 \text{ mg/L}$
 Nitrogênio de saída $N_n = 10,0 \text{ mg/L}$

$$Q_{ri} / Q = 2,00$$

$$Q = 7.546 \text{ m}^3/\text{dia ou } 314 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{ri} = 629 \text{ m}^3/\text{h ou } 175 \text{ L/s}$$

Quatro bombas submersíveis, operando em paralelo, duas em cada tanque, com as seguintes características:

Q individual = 87 L/s
 AMT = 1 mca
 Pot = 6,5 HP

3.2.8 - Estimativa de Produção de Lodo em Excesso

Determinação da produção de excesso de lodo biológico:

Produção de lodo na remoção de DBO

$$P_x(\text{DBO}) = ((C_{af} (\text{kgDBO}/\text{dia}) - C_{ef} (\text{kgDBO}/\text{dia})) * \gamma) / (1 + k_d * t_c)$$

$$P_x(\text{DBO}) = 278 \text{ kgSSV}/\text{dia}$$

Produção de lodo na nitrificação

$$P_x(\text{NTK}) = ((C_{af} (\text{kgNTK}/\text{dia}) - C_{ef} (\text{kgNTK}/\text{dia})) * \gamma_n) / (1 + k_{dn} * t_c)$$

$$P_x(\text{NTK}) = 48,90 \text{ kgSSV}/\text{dia}$$

Produção de lodo na desnitrificação

$$P_x(\text{NO}_x) = ((C_{af} (\text{kgNO}_x/\text{dia}) - C_{ef} (\text{kgNO}_x/\text{dia})) * \gamma_d) / (1 + k_{dd} * t_c)$$

$$P_x(\text{NO}_x) = 102,89 \text{ kgSSV}/\text{dia}$$

Determinação da produção de lodo total:

$$P_{xv} = P_x(\text{DBO}) + P_x(\text{NTK}) + P_x(\text{NO}_x)$$

$$P_{xv} = 429,6 \text{ kgSSV}/\text{dia}$$

Adota-se uma relação entre lodo biológico e total = 0,7

$$P_x = 614 \text{ kgSST}/\text{dia}$$

Por segurança, adota-se concentração de 1,0% no lodo de descarte.

Concentração do lodo de descarte = 10 kgSST/m³

V lodo descartado LA = 61 m³/dia a 1,0%

3.3 - Remoção de Fósforo

3.3.1 - Sistema de Dosagem de Cloreto Férrico

Será adotado 2 kg de Fe^{3+} por kg de fósforo

P esg = 7,0 mg/L ou 105,6 kg/dia
 Vazão = 15.091 m³/d ou 629 m³/hora

Requerimento ferro = 211,3 kg Fe^{3+} /dia
 1 mol Fe : 1 FeCl_3 = 56 g Fe : 270,5 g $\text{FeCl}_3 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$

Requerimento FeCl_3 = 1.020,5 kg FeCl_3 /dia ou 67,6 mg $\text{FeCl}_3 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$ /L de despejo

Pureza da solução comercial = 40 %
 Pureza da solução dosada = 40 %
 Densidade da solução comercial = 1.460 kg/m³
 Q despejo = 628.797 L/h

Dosagem solução comercial = 169 mg/L de despejo

Q prod ativo = 106.306,05 g/h ou 106,31 kg/h

Q solução = 73 L/h

Adotam-se 2 (1+1) bombas dosadoras do tipo diafragma cada uma com capacidade de dosagem de até 150 L/h e pressão de trabalho de 10 mca

3.3.2 - Produção de Lodo Químico

Dosagem de cloreto férrico = 0,250 milimol/L despejo

Concentração de fósforo = 0,226 milimol/L despejo

FePO_4 formado = 34,1 mg SS/L despejo

Excesso de $\text{FeCl}_3 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$ e formação $\text{Fe}(\text{OH})_3$ = 2,6 mg SS/L

Produção lodo químico = 36,7 mg /L ou 23,1 kg/hora
 553,6 kg/dia

Teor de sólidos do lodo = 10 kg/m³

Volume de lodo = 55,4 m³/dia

3.4 - Tratamento e Desaguamento de Lodo

3.4.1 - Vazões de dimensionamento

Lodo proveniente do UASB = 46,5 m³/dia ou 697,2 kg/dia
 Lodo proveniente do TA = 61,4 m³/dia ou 613,7 kg/dia
 Lodo químico = 55,4 m³/dia ou 553,6 kg/dia
 Total = 163,2 m³/dia ou 1.864,6 kg/dia

3.4.2 - Tanque de Armazenamento de Lodo

TDH = 12 h
 V necessário = 82 m³

Número de tanques = 2

Para tanque quadrado: e prof. Útil = 3 m

Lado = 3,7 m

Dimensões finais:

Número de Tanques =	2	
Formato quadrado com:	Lado =	3,7 m
	Prof. Útil =	3,0 m
	Prof. Total =	3,5 m
	V útil =	41 m ³
Volume total =	82 m ³	

Cada tanque será dotado de um misturador submersível.

3.4.5 - Adensamento de Lodo

V lodo a ser adensado = 163,2 m³/dia

Adota-se período de adensamento = 16 horas

Volume a ser adensado por hora = 10,2 m³/hora

Número de equipamentos = 1

Capacidade individual = 10,2 m³ lodo/hora

Portanto, adotam-se 2 (1 + 1 de reserva) adensadores mecânicos, cada um com capacidade para adensamento de 10,2 m³/h de lodo com teor de sólidos de 0,8 a 1,2 %.

Para a alimentação dos adensadores, adotam-se 2 (1 + 1 reserva) bombas tipo helicoidal, cada uma com capacidade para 10,2 m³/h e pressão de trabalho mínima de 1 bar

Potência do motor = 3,5 HP

Adota-se teor de sólidos no lodo adensado = 40 kgSST/m³

V total de lodo adensado = 47 m³/dia

3.4.6 - Armazenamento de Lodo Adensado

V lodo adensado = 47 m³/dia

Adota-se tanque com capacidade para armazenamento do volume diário.

V armazenamento necessário = 46,6 m³

Prof. Útil = 2,5 m

Número de tanques = 2

Formato quadrado com Lado = 3,1 m

Dimensões finais:

Número de Tanques = 2

Formato quadrado com:	Lado =	3,1 m
	Prof. Útil =	2,5 m
	V útil =	24 m ³
Volume útil total =	48,05 m ³	
Cada tanque será dotado de um misturador submersível.		

3.4.7 - Desaguamento de Lodo

V de lodo a ser desaguado =	47 m ³
Período de secagem:	16 horas
Capacidade requerida para o decanter:	2,91 m ³ de lodo/h
Capacidade hidráulica para o decanter:	5,83 m ³ /h

Adota-se decanter centrífugo que opere nas seguintes condições:

Q = 5,80 m³/hora

Bomba Alimentadora do Decanter

Q = 2,91 m³ de lodo/h

Para a alimentação das centrífugas, adota-se 2 (1 + 1 reserva) bombas tipo helicoidal, cada uma com capacidade para 2,9 m³ lodo/hora e pressão de trabalho mínima de 1 bar

Potência do motor = 0,5 HP

3.4.8 - Condicionamento Químico do Lodo

Dosagem de polímero para Adensamento

Dosagem = 4 g pol/kg SS

Concentração média de sólidos = 10 kg SST/m³

MSS = 1.632 kg SST/dia

Tempo de funcionamento do adensador = 16 horas

Vazão mássica para adensador = 102,0 kgSST/h

Vazão mássica de polímero = 408,0 g pol/h ou 0,408 kg pol/h

Adota-se solução de dosagem com concentração de 0,1 % 1,0 kg/m³

Pureza do produto comercial = 98 %

Q solução = 0,416 m³/h ou 416 L/h

Adensadores = 1

Q bombeamento = 416,4 L/h

Serão adotadas 3 bombas helicoidais de deslocamento positivo que operem no sistema 2 + 1 de reserva e que atendam ao seguinte ponto operacional:

Vazão nominal = 500 L/h

Pressão de trabalho mínima = 1 bar
 Bomba própria para dosagem de solução de polímero a 0,1%.

Dosagem de polímero para Desaguamento

Dosagem = 6 g pol/kg SS
 Concentração média de sólidos = 40 kg SST/m³
 MSS = 1.865 kg SST/dia
 Tempo de funcionamento da centrífuga = 16 horas
 Vazão mássica para centrífuga = 116,5 kgSST/h
 Vazão mássica de polímero = 699,2 g pol/h ou 0,699 kg pol/h
 Adota-se solução de dosagem com concentração de 0,1 % 1,0 kg/m³
 Pureza do produto comercial = 98 %
 Q solução = 0,713 m³/h ou 713 L/h

Serão adotadas 3 bombas helicoidais de deslocamento positivo que operem no sistema 2 + 1 de reserva e que atendam ao seguinte ponto operacional:

Vazão nominal = 1.000 L/h
 Pressão de trabalho mínima = 1 bar
 Bomba própria para dosagem de solução de polímero a 0,1%.

Preparação de Solução de Polímero

Vazão polímero para adensamento = 416 L/h
 Vazão polímero para desaguamento = 713 L/h
 Vazão total = 1.130 L/h

Adotam-se dois (1 + 1) preparadores de polímero com capacidade de até 1.500 L/h e com capacidade de prover polímero com concentração de 0,1%.

Adota-se fornecimento em barricas de 20 kg

Consumo diário para uma situação de máximo consumo:

Vazão mássica de polímero = 17,7 kg pol/dia
 Consumo diário de produto = 18,1 kg pol/dia (98% de pureza)
 Consumo médio mensal = 542 kg
 Qtdd barricas mensal = 27

Estimativa de consumo de 27 barricas por mês.

3.4.9) Produção diária de lodo

Massa total =	1.865 kgSST/dia	
Expectativa de sólidos no lodo seco =	25 % ou	250 kg/m ³
Volume lodo desaguado =	7,46 m ³ /dia	ou 7.570,1 kg

3.5 - Desinfecção

3.5.1 - Dosagem Hipoclorito de Sódio em linha

Para Q =	629 m ³ /h ou	175 L/s
Dosagem de ClO ₃ ⁻ =	10 mg/L	
Vazão ClO ₃ ⁻ =	1.747 mg/s	
Teor de ClO ₃ ⁻ na solução de HIPO =	12 %	
Pureza do Produto =	100 %	
Dosagem de solução =	14.555 mg/s ou	14,6 g/s
Densidade da solução =	1.165 kg/m ³	
Dosagem de solução =	0,045 m ³ /h ou	45,0 L/h

3.5.2 - Armazenamento de solução concentrada

p/ Dosagem de solução =	45,0 L/h ou	1.079,5 L/dia
Tempo de armazenamento =	15 dias	
Armazenamento =	16.192 Litros	
Adota-se 2 tanques estacionários de 20 m ³ cada.		

3.5.3 - Bomba Dosagem HIPO

Q = 45,0 L/h

Adotam-se 2 (1+1) bombas dosadoras do tipo diafragma cada uma com capacidade de dosagem de 100 L/h e pressão de trabalho de 10 mca

3.5.4 - Câmara de Contato

Tempo de contato (adotado) :	30 min	ou	1.800 s
Vazão =	175 L/s	ou	0,17 m ³ /s
Volume da câmara de contato =	314,40 m ³		

Dimensões necessárias para câmara de contato

Profundidade =	3 m
Comprimento =	20 m
Largura =	5,24 m

Dimensões adotadas

Profundidade adotada	3,5 m
Profundidade útil =	3 m
Comprimento =	20 m
Largura =	5,0 m

Dimensionamento dos canais interiores à câmara de contato

Largura dos canais (b)	1 m
Comprimento dos canais	19 m

L/b =	19,00	Segundo Azevedo Neto:
Número de canais =	5,0	L/b = 10
Somatória de L/b =	95,0	Somatória de L/b > ou = a 40

Plano Municipal de Saneamento Básico - Orlandia/SP Estudo de Alternativas para ETE

Alternativa 2: Lodo Ativado de Aeração Prolongada,
Nitrificação, Desnitrificação Parcial e Remoção Físico-Química de Fósforo

1 - Caracterização

1.1 - Caracterização quantitativa

Vazão de esgoto + Qinfiltração

	2.015	2.020	2.025	2.030	2.035	2.040	2.045	Saturação
População (hab)	43.267	45.600	47.834	49.975	52.025	53.982	55.843	76.890
Qmédia (L/s)	115,30	121,52	127,47	133,17	138,64	143,85	148,81	204,90
Qmáx Diária (L/s)	135,33	142,63	149,62	156,31	162,72	168,85	174,67	240,49
Qmáx Horária (L/s)	195,42	205,96	216,05	225,72	234,98	243,82	252,23	347,29

Qk1 = 15.091 m³/dia

1.2 - Caracterização qualitativa

A caracterização qualitativa baseou-se nas concentrações consagradas pela literatura especializada.

DQO =	550 mg/L
DBO =	300 mg/L
NTK =	45 mg/L
PO ₄ =	7 mg/L
Alcalinidade =	100 mgCaCO ₃ /L
Carga orgânica =	8.300 kgDQO/dia
Carga orgânica =	4.527 kgDBO/dia

2 - Tratamento Preliminar

Obs.: Comum às duas alternativas

Para tratamento preliminar, será adotada peneira rotativa com tela filtrante de 3 mm, seguidas por caixa de areia aerada vertical de fundo cônico.

Nº equipamentos =	2 , operando no esquema 1 + 1 de reserva.
Capacidade equipamentos =	300 L/s

3 - Dimensionamento Tratamento Biológico

3.1 - Lodo Ativado

3.1.1 - Volume Aerado

Volume para remoção de matéria carbonácea

Parâmetros cinéticos p
 (I) $t_c = 30$ dias
 (II) $y = 0,5$ kg SSV/ kg DBO apl.
 (III) $k_d = 0,04$ dia⁻¹
 (IV) Efic. = 97 %

(I) tempo de detenção celular
 (II) coeficiente de síntese celular
 (III) taxa de respiração endógena
 (IV) eficiência de remoção da matéria carbonácea

Determinação do volume necessário para remoção da matéria carbonácea:

$p/td = 18$ horas ou $0,8$ dias

Volume de remoção da matéria carbonácea = 11.318 m³

$$X_v = (t_c \times Q_{\text{máx}} \times y \times (DBO_{af} - DBO_{ef})) / (V \times (1 + k_d \times t_c))$$

$DBO_{af} = 300$ mg/L

$DBO_{ef} = 9$ mg/L

$X_{vTA} = 2.645$ mg/L

Determinação da quantidade de lodo ativo no tanque de aeração:

$SSVTA = 29.942$ kgSSVTA

Verificação da relação alimento/microrganismo (F/M):

$0,2$ kg DBO/kg SSVTA

F/M = $0,15$ kgDBO/kgSSVTA (OK)

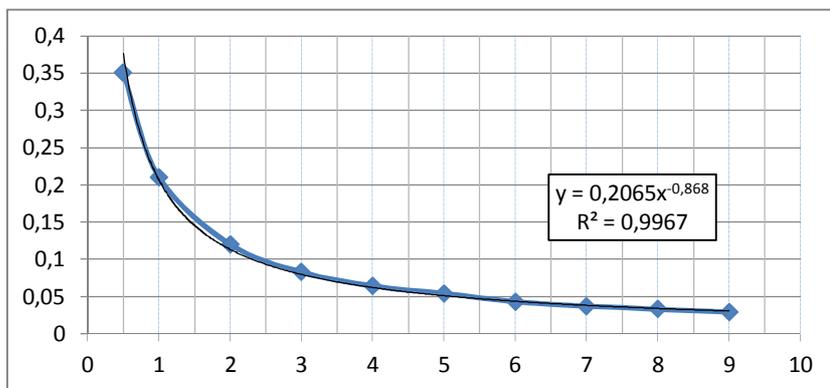
Processo de Nitrificação

$NTK_{af} = 45$ mg/L

$DBO_{af} = 300$ mg/L

Relação DBO/NTK = $6,7$

DBO/NTK	Fração Nitrificantes
0,5	0,350
1	0,210
2	0,120
3	0,083
4	0,064
5	0,054
6	0,043
7	0,037
8	0,033
9	0,029



Fração de nitrificantes adotada: 0,040

XvTA = 2.645 mg/L

Xv Nitrificante = 107 mg/L

Parâmetros cinéticos n

(I) tc =	30 dias
(II) yn =	0,2 kg SSV/ kg NTK apl.
(III) kdn =	0,05 1/dia
(IV) Efic. =	90 %

(I) tempo de detenção celular das nitrificantes
 (II) coeficiente de síntese celular das nitrificantes
 (III) taxa de respiração endógena das nitrificantes
 (IV) eficiência da nitrificação

$$V = (tc \times Q_{\text{máx}} \times y_n \times (NTK_{af} - NTK_{ef})) / (X_{vn} \times (1 + k_{dn} \times tc))$$

NTKaf = 45 mg/L

NTKef = 5 mg/L

Volume necessário para Nitrificação = 13.759 m³

Volume aerado = Máx (Vol remoção mat. Carbonácea; Vol Nitrificação)

Volume remoção matéria carbonácea = 11.318 m³

Volume nitrificação = 13.759 m³

Volume aerado = 13.759 m³

3.2.3 - Volume Anóxico

NOxaf = 40 mg/L (dependente da eficiência da nitrificação)

Fração desnitrificantes 50 %

Xv = 2.645 mg/L

Xv desnitrificantes = 1.323 mg/L

Parâmetros cinéticos desnitrificantes:

(I) tc =	30 dias
(II) yd =	0,5 kg SSV/ kg NOx apl.
(III) kdd =	0,04 1/dia
(IV) Efic. =	75 %

(I) tempo de detenção celular das desnitrificantes
 (II) coeficiente de síntese celular de desnitrificantes
 (III) taxa de respiração endógena das desnitrificantes
 (IV) eficiência da desnitrificação

$$V = (tc \times Q_{\text{máx}} \times y_d \times (NOx_{af} - NOx_{ef})) / (X_{vd} \times (1 + k_{dd} \times tc))$$

NOxaf = 40 mg/L

NOxef = 10 mg/L

Volume necessário para Desnitrificação = 2.334 m³

Volume tanque de aeração

Volume aerado = 13.759 m³
 Volume anóxico = 2.334 m³
 Volume tanque aeração = 16.093 m³

Dimensões
 Quantidade de tanques = 2
 Lâmina líquida = 5,1 m
 Altura total = 5,5 m
 Comprimento = 50 m
 Largura = 32 m
 Volume efetivo = 16.320 m³

3.2.4 - Sistema de Aeração

O₂ Requerido = 1,5 CO(DBOapli.)+ 4,57 Q(NTKaf-NTKef)-2,86*0,75*NTKdisp

NTK disp = NTK apl - 0,1 (Xv/tc)

NTK disp = 470,6 kgNTK/dia

O₂ Requerido = 8.575 kgO₂/dia

Fator de pico = 20 %

Consumo máx. O₂ = 10.290 kgO₂/dia ou 429 kgO₂/hora

Taxa de transferência de oxigênio para o ar difuso = 15 %

Oxigênio a introduzir = 2.858 kgO₂/h

Densidade do ar = 1,201 kg/m³

% em massa de oxigênio no ar = 23 %

Volume de ar a introduzir = 10.347 m³ ar/h ou 172 m³/min

Adotam-se 5 sopradores (4+ 1 de reserva) que atendam à seguinte especificação:

Vazão de ar individual = 2.587 m³ ar/hora

Pressão de Trabalho = 6,0 mca

Potência = 75,0 kW

3.2.5 - Decantador Secundário

Taxa de aplicação = 15 m³/m².dia

p/ Q = 15.091 m³/dia

A dec = 1.006 m²

Número de decantadores = 2

A decantador = 503 m²

Para formato circular => Diâmetro = 25,31 m

Dimensões finais:
 Área = 531 m²
 Formato circular com diâmetro = 26,0 m
 Profundidade útil = 3,0 m adotado

Tx aplic. Sup. Efetiva = 14,2 m³/m² x dia

3.2.6 - Elevatória de Recirculação de Lodo

Determinação da taxa de recirculação de lodo do tanque de aeração:

Concentração do lodo no tanque de aeração = 2.645 mg/L
 Concentração do lodo sedimentado = 10.000 mg/L (adotado)

$$XvTA \times (Qaf + Qr) = Xv \text{ sed} \times Qr$$

Qr/Qaf = 0,36 Taxa de recirculação teórica

Adota-se uma taxa de recirculação de 1,00

p/ Q af = 175 L/s Qr = 175 L/s

Portanto é prevista uma EE com capacidade de recalque de: 175 L/s

3.2.7 - Recirculação interna

$$Qri / Q = No/Nn - 1 - Qr/Q$$

Nitrogênio do despejo No = 40,0 mg/L
 Nitrogênio de saída Nn = 10,0 mg/L

Qri / Q = 2,00

Q = 7.546 m³/dia ou 314 m³/h

Qri = 629 m³/h ou 175 L/s

Quatro bombas submersíveis, operando em paralelo, duas em cada tanque, com as seguintes características:

Q individual = 175 L/s
 AMT = 1 mca
 Pot = 6,5 HP

3.2.8 - Estimativa de Produção de Lodo em Excesso

Determinação da produção de excesso de lodo biológico:

Produção de lodo na remoção de DBO

$$Px(DBO) = ((Caf \text{ (kgDBO/dia)} - Cef \text{ (kgDBO/dia)}) * y) / (1 + kd * tc)$$

Px (DBO) = 998 kgSSV/dia

Produção de lodo na nitrificação

$$Px(NTK) = ((Caf \text{ (kgNTK/dia)} - Cef \text{ (kgNTK/dia)}) * yn) / (1 + kdn * tc)$$

Px (NTK) = 48,90 kgSSV/dia

Produção de lodo na desnitrificação

$$Px(NOx) = ((Caf \text{ (kgNOx/dia)} - Cef \text{ (kgNOx/dia)}) * yd) / (1 + kdd * tc)$$

Px(NOx) = 102,89 kgSSV/dia

Determinação da produção de lodo total:

$$Pxv = Px(DBO) + Px(NTK) + Px(NOx)$$

P_{xv} = 1.149,9 kgSSV/dia

Adota-se uma relação entre lodo biológico e total = 0,7

P_x = 1.643 kgSST/dia

Por segurança, adota-se concentração de 1,0% no lodo de descarte.
Concentração do lodo de descarte = 10 kgSST/m³

V lodo descartado LA = 164 m³/dia a 1,0%

3.3 - Remoção de Fósforo

3.3.1 - Sistema de Dosagem de Cloreto Férrico

Será adotado 2 kg de Fe³⁺ por kg de fósforo

P_{esg} = 7,0 mg/L ou 105,6 kg/dia
Vazão = 15.091 m³/d ou 629 m³/hora

Requerimento ferro = 211,3 kg Fe³⁺/dia
1 mol Fe : 1 FeCl₃ = 56 g Fe : 270,5 g FeCl₃.6H₂O

Requerimento FeCl₃ = 1.020,5 kg FeCl₃/dia ou 67,6 mg FeCl₃.6H₂O/L de despejo

Pureza da solução comercial = 40 %
Pureza da solução dosada = 40 %
Densidade da solução comercial = 1.460 kg/m³
Q despejo = 628.797 L/h

Dosagem solução comercial = 169 mg/L de despejo

Q prod ativo = 106.306,05 g/h ou 106,31 kg/h

Q solução = 73 L/h

Adotam-se 2 (1+1) bombas dosadoras do tipo diafragma cada uma com capacidade de dosagem de até 150 L/h e pressão de trabalho de 10 mca

3.3.2 - Produção de Lodo Químico

Dosagem de cloreto férrico = 0,250 milimol/L despejo

Concentração de fósforo = 0,226 milimol/L despejo

FePO₄ formado = 34,1 mg SS/L despejo

Excesso de FeCl₃.6H₂O e formação Fe(OH)₃ = 2,6 mg SS/L

Produção lodo químico = 36,7 mg /L ou 23,1 kg/hora
553,6 kg/dia

Teor de sólidos do lodo = 10 kg/m³

Volume de lodo = 55,4 m³/dia

3.4 - Tratamento e Desaguamento de Lodo

3.4.1 - Vazões de dimensionamento

Lodo proveniente do TA =	164,3 m ³ /dia	ou	1642,7 kg/dia
Lodo químico =	55,4 m ³ /dia	ou	553,6 kg/dia
Total =	219,6 m³/dia	ou	2.196,3 kg/dia

3.4.2 - Tanque de Armazenamento de Lodo

TDH =	12 h
V necessário =	110 m ³
Número de tanques =	2
Para tanque quadrado: e prof. Útil =	3 m
Lado =	4,3 m

Dimensões finais:

Número de Tanques =	2
Formato quadrado com:	
Lado =	4,3 m
Prof. Útil =	3,0 m
Prof. Total =	3,5 m
V útil =	55 m ³
Volume total =	111 m ³
Cada tanque será dotado de um misturador submersível.	

3.4.5 - Adensamento de Lodo

V lodo a ser adensado =	219,6 m ³ /dia
Adota-se período de adensamento =	16 horas
Volume a ser adensado por hora =	13,7 m ³ /hora
Número de equipamentos =	1
Capacidade individual =	13,7 m ³ lodo/hora

Portanto, adotam-se 2 (1 + 1 de reserva) adensadores mecânicos, cada um com capacidade para adensamento de 14 m³/h de lodo com teor de sólidos de 0,8 a 1,2 %.

Para a alimentação dos adensadores, adotam-se 2 (1 + 1 reserva) bombas tipo helicoidal, cada uma com capacidade para 14 m³/h e pressão de trabalho mínima de 1 bar
Potência do motor = 3,5 HP

Adota-se teor de sólidos no lodo adensado =	40 kgSST/m ³
V total de lodo adensado =	55 m ³ /dia

3.4.6 - Armazenamento de Lodo Adensado

V lodo adensado =	55 m ³ /dia
-------------------	------------------------

Adota-se tanque com capacidade para armazenamento do volume diário.

V armazenamento necessário = 54,9 m³
 Prof. Útil = 2,5 m
 Número de tanques = 2
 Formato quadrado com Lado = 3,3 m

Dimensões finais:
 Número de Tanques = 2
 Formato quadrado com: Lado = 3,3 m
 Prof. Útil = 2,5 m
 V útil = 27 m³
 Volume útil total = 54,5 m³
 Cada tanque será dotado de um misturador submersível.

3.4.7 - Desaguamento de Lodo

V de lodo a ser desaguado = 55 m³
 Período de secagem: 16 horas
 Capacidade requerida para o decanter: 3,43 m³ de lodo/h
 Capacidade hidráulica para o decanter: 6,86 m³ /h

Adota-se decanter centrífugo que opere nas seguintes condições:

Q = 6,90 m³/hora

Bomba Alimentadora do Decanter

Q = 3,43 m³ de lodo/h

Para a alimentação das centrífugas, adota-se 2 (1 + 1 reserva) bombas tipo helicoidal, cada uma com capacidade para 3,5 m³ lodo/hora e pressão de trabalho mínima de 1 bar
 Potência do motor = 0,5 HP

3.4.8 - Condicionamento Químico do Lodo

Dosagem de polímero para Adensamento

Dosagem = 4 g pol/kg SS
 Concentração média de sólidos = 10 kg SST/m³
 MSS = 2.196 kg SST/dia
 Tempo de funcionamento do adensador = 16 horas
 Vazão mássica para adensador = 137,3 kgSST/h
 Vazão mássica de polímero = 549,1 g pol/h ou 0,549 kg pol/h
 Adota-se solução de dosagem com concentração de 0,1 % 1,0 kg/m³

Pureza do produto comercial = 98 %

Q solução = 0,560 m³/h ou 560 L/h

Adensadores = 1

Q bombeamento = 560,3 L/h

Serão adotadas 3 bombas helicoidais de deslocamento positivo que operem no sistema 2 + 1 de reserva e que atendam ao seguinte ponto operacional:
 Vazão nominal = 500 L/h
 Pressão de trabalho mínima = 1 bar
 Bomba própria para dosagem de solução de polímero a 0,1%.

Dosagem de polímero para Desaguamento

Dosagem = 6 g pol/kg SS

Concentração média de sólidos = 40 kg SST/m³

MSS = 2.196 kg SST/dia

Tempo de funcionamento da centrífuga = 16 horas

Vazão mássica para centrífuga = 137,3 kgSST/h

Vazão mássica de polímero = 823,6 g pol/h ou 0,824 kg pol/h

Adota-se solução de dosagem com concentração de 0,1 % 1,0 kg/m³

Pureza do produto comercial = 98 %

Q solução = 0,840 m³/h ou 840 L/h

Serão adotadas 3 bombas helicoidais de deslocamento positivo que operem no sistema 2 + 1 de reserva e que atendam ao seguinte ponto operacional:
 Vazão nominal = 1.000 L/h
 Pressão de trabalho mínima = 1 bar
 Bomba própria para dosagem de solução de polímero a 0,1%.

Preparação de Solução de Polímero

Vazão polímero para adensamento = 560 L/h
 Vazão polímero para desaguamento = 840 L/h
 Vazão total = 1.401 L/h

Adotam-se dois (1 + 1) preparadores de polímero com capacidade de até 2.500 L/h e com capacidade de prover polímero com concentração de 0,1%.

Adota-se fornecimento em barricas de 20 kg

Consumo diário para uma situação de máximo consumo:

Vazão mássica de polímero = 22,0 kg pol/dia

Consumo diário de produto = 22,4 kg pol/dia (98% de pureza)
 Consumo médio mensal = 672 kg
 Qtdd barricas mensal = 34

Estimativa de consumo de 60 barricas por mês.

3.4.9) Produção diária de lodo

Massa total = 2.196 kgSST/dia
 Expectativa de sólidos no lodo seco = 25 % ou 250 kg/m³
 Volume lodo desaguado = 8,79 m³/dia ou 8.916,9 kg

3.5 - Desinfecção

3.5.1 - Dosagem Hipoclorito de Sódio em linha

Para Q = 629 m³/h ou 175 L/s
 Dosagem de ClO₃⁻ = 10 mg/L
 Vazão ClO₃⁻ = 1.747 mg/s
 Teor de ClO₃⁻ na solução de HIPO = 12 %
 Pureza do Produto = 100 %
 Dosagem de solução = 14.555 mg/s ou 14,6 g/s
 Densidade da solução = 1.165 kg/m³
 Dosagem de solução = 0,045 m³/h ou 45,0 L/h

3.5.2 - Armazenamento de solução concentrada

p/ Dosagem de solução = 45,0 L/h ou 1.079,5 L/dia
 Tempo de armazenamento = 15 dias
 Armazenamento = 16.192 Litros
 Adota-se 2 tanques estacionários de 20 m³ cada.

3.5.3 - Bomba Dosagem HIPO

Q = 45,0 L/h

Adotam-se 2 (1+1) bombas dosadoras do tipo diafragma cada uma com capacidade de dosagem de 100 L/h e pressão de trabalho de 10 mca

3.5.4 - Câmara de Contato

Tempo de contato (adotado) : 30 min ou 1.800 s
 Vazão = 175 L/s ou 0,17 m³/s
 Volume da câmara de contato = 314,40 m³

Dimensões necessárias para câmara de contato

Profundidade = 3 m
 Comprimento = 20 m

Largura = 5,24 m

Dimensões adotadas

Profundidade adotada 3,5 m
Profundidade útil = 3 m
Comprimento = 20 m
Largura = 5,0 m

Dimensionamento dos canais interiores à câmara de contato

Largura dos canais (b) : 1 m
Comprimento dos canais: 19 m

L/b = 19,00 Segundo Azevedo Neto:
Número de canais = 5,0 L/b = 10
Somatória de L/b = 95,0 Somatória de L/b > ou = a 40

Plano Municipal de Saneamento Básico
Estudo de Alternativas ETE
Custos de Implantação das Alternativas

Custos de Implantação - Alternativa 1

Tratamento Preliminar	
Obras Cíveis	R\$ 67.396,50
Equipamentos	R\$ 1.365.000,00
Subtotal	R\$ 1.432.396,50
UASB	
Obras Cíveis	R\$ 5.099.167,00
Equipamentos	R\$ 4.238.000,00
Subtotal	R\$ 9.337.167,00
Tanque de aeração	
Obras Cíveis	R\$ 3.992.299,20
Equipamentos	R\$ 1.419.600,00
Subtotal	R\$ 5.411.899,20
Decantador Secundário	
Obras Cíveis	R\$ 962.783,83
Equipamentos	R\$ 468.000,00
Subtotal	R\$ 1.430.783,83
Elevatória de Recirculação de Lodo	
Obras Cíveis	R\$ 178.059,20
Equipamentos	R\$ 374.250,00
Subtotal	R\$ 552.309,20
Sistema de Dosagem de Cloreto Férrico	
Subtotal	R\$ 97.630,00
Tratamento de Lodo	
Obras Cíveis	R\$ 408.426,06
Equipamentos	R\$ 1.566.760,00
Subtotal	R\$ 1.975.186,06
Desinfecção	
Obras Cíveis	R\$ 431.623,80
Equipamentos	R\$ 115.350,00
Subtotal	R\$ 546.973,80
Gerais	
Inst elétricas, automação, urbanização	R\$ 2.765.000,00
Subtotal	R\$ 2.765.000,00
TOTAL	R\$ 23.549.345,59

Custos de Implantação - Alternativa 2

Tratamento Preliminar	
Obras Civas	R\$ 67.396,50
Equipamentos	R\$ 1.365.000,00
Subtotal	R\$ 1.432.396,50
Tanque de aeração	
Obras Civas	R\$ 7.545.659,20
Equipamentos	R\$ 2.694.172,00
Subtotal	R\$ 10.239.831,20
Decantador Secundário	
Obras Civas	R\$ 955.283,83
Equipamentos	R\$ 468.000,00
Subtotal	R\$ 1.423.283,83
Elevatória de Recirculação de Lodo	
Obras Civas	R\$ 175.359,20
Equipamentos	R\$ 380.487,50
Subtotal	R\$ 555.846,70
Sistema de Dosagem de Cloreto Férrico	
Subtotal	R\$ 97.630,00
Tratamento de Lodo	
Obras Civas	R\$ 437.782,24
Equipamentos	R\$ 1.865.760,00
Subtotal	R\$ 2.303.542,24
Desinfecção	
Obras Civas	R\$ 443.998,80
Equipamentos	R\$ 113.300,00
Subtotal	R\$ 557.298,80
Gerais	
Inst elétricas, automação, urbanização	R\$ 3.120.000,00
Subtotal	R\$ 3.120.000,00
TOTAL	R\$ 19.729.829,27

Plano Municipal de Saneamento Básico
Estudo de Alternativas ETE
Critérios para Estudo de Custos Operacionais

1 - Custos Considerados

- # Custos de Energia Elétrica
- # Custos de Remuneração de equipe
- # Custos de fornecimento de produtos químicos
- # Custos de transporte e disposição final do lodo gerado
- # Custos de manutenção e reposição de equipamentos

2 - Energia Elétrica

(CPFL) Contrato Hora sazonal AZUL com:

Adota-se tarifa global = 0,30 R\$/kwh (*)

(*) Considera tarifa de demanda, tarifa de consumo, impostos e engargos, bem como perdas nas instalações elétricas.

Potências instaladas:

Alternativa 1 - UASB + LA

UNIDADE	POTÊNCIA (KW)
Trat. Preliminar	8
Sistema de aeração	150
Decantadores	25
EE recirculação lodo	45
EE descarte lodo	10
Sist. Adens. Desag. Lodo	35
Sistema de desinfecção	5
Iluminação etc	30
TOTAL	308

Alternativa 2 - LA

UNIDADE	POTÊNCIA (KW)
Trat. Preliminar	8
Sistema de aeração	300
Decantadores	25
EE recirculação lodo	45
EE descarte lodo	10
Sist. Adens. Desag. Lodo	60
Sistema de desinfecção	5
Iluminação etc	30
TOTAL	483

3 - Remuneração de Equipe

Comum a todas as alternativas

Qualificação	Quantidade (*)	Custo (R\$/mês) (**)	
		Unitário	Total
Responsável (técnico)	1	8.000,00	8.000,00
Operador	4	3.000,00	12.000,00
Ajudante (operação)	8	1.500,00	12.000,00
Mecânico/eletricista (manutenção)	2	3.000,00	6.000,00
Porteiro (segurança)	4	1.500,00	6.000,00
Serviços gerais (limpeza, jardinagem etc)	5	1.300,00	6.500,00
TOTAL			50.500,00

(*) Considera rodízio para folgas

(**) Considera encargos trabalhistas e impostos

4 - Fornecimento de Polímero

Alternativa 1 - UASB + LA

Massa de lodo descartada = 0,1235 kgSST/m³ esgoto afluyente

Massa de polímero consumida = 0,001235 kg polímero/m³ de esgoto afluyente

Alternativa 2 - LA

Massa de lodo descartada = 0,1455 kgSST/m³ esgoto afluyente

Massa de polímero consumida = 0,001455 kg polímero/m³ de esgoto afluyente

Custo Unitário do Polímero = 18,00 R\$/kg

5 - Transporte e Disposição Final do Lodo gerado

Alternativa 1 - UASB + LA

Massas de lodo Desaguada:

Massa de lodo descartada = 0,1235 kgSST/m³ esgoto afluyente

Adota-se desaguamento com teor de sólidos a 220 kgSST/m³

Volume de lodo desaguado = 0,00056 m³ lodo/m³ esgoto afluyente

Densidade do lodo desaguado = 1,2 ton/m³

Massa lodo desaguado (base úmida) = 0,00067 ton lodo/m³ esgoto afluyente

Alternativa 2 - LA

Massas de lodo Desaguada:

Massa de lodo descartada = 0,1455 kgSST/m³ esgoto afluyente

Adota-se desaguamento com teor de sólidos a 220 kgSST/m³

Volume de lodo desaguado = 0,00066 m³ lodo/m³ esgoto afluyente

Densidade do lodo desaguado = 1,2 ton/m³

Massa lodo desaguado (base úmida) = 0,00079 ton lodo/m³ esgoto afluyente

Custo unitário de transporte e disposição final do lodo = 250,00 R\$/ton lodo

6 - Desinfecção com Aplicação de Cloro

Alternativa 1 e 2

Aplicação de hipoclorito de sódio:

Consumo unitário = 0,005 kg Cl/ m³ de esgoto tratado

Custos unitários: Hipoclorito de sódio = 0,90 R\$/kg HIPO

7 - Aplicação de Cloreto Férrico para Remoção de Fósforo

Alternativa 1 e 2

Consumo médio unitário adotado = 0,1600 kg solução / m³ esgoto tratado

Custo unitário = 1,20 R\$/kg solução

8 - Manutenção e Reposição de Equipamentos

Manutenção:

Adota-se uma verba anual equivalente a 1,0% do custo dos equipamentos existentes nas unidades de tratamento.

Reposição:

Adota-se o critério de reposição dos equipamentos a cada 20 anos.

Como as reposições não deverão ocorrer de forma simultânea, adota-se o critério de considerar um custo anual equivalente a 5,0% do valor dos equipamentos

Alternativa 1

Custo equipamentos = R\$ 13.636.889,20

Custo manutenção = R\$ 136.368,89 a.a

Custo reposição = R\$ 681.844,46 a.a

TOTAL = R\$ 818.213,35 a.a

Alternativa 2

Custo equipamentos = R\$ 14.530.008,70

Custo manutenção = R\$ 145.300,09 a.a

Custo reposição = R\$ 726.500,44 a.a

TOTAL = R\$ 871.800,52 a.a

Plano Municipal de Saneamento Básico
Estudo de Alternativas ETE
Resumo Custos Operacionais

ANO	Alternativa 1	Alternativa 2
2015	3.618.830,10	4.248.499,59
2016	3.632.280,54	4.263.129,90
2017	3.645.730,98	4.277.760,22
2018	3.659.181,41	4.292.390,54
2019	3.672.631,85	4.307.020,85
2020	3.686.082,29	4.321.651,17
2021	3.699.532,73	4.336.281,49
2022	3.712.983,17	4.350.911,80
2023	3.726.433,61	4.365.542,12
2024	3.739.884,04	4.380.172,44
2025	3.753.334,48	4.394.802,75
2026	3.766.784,92	4.409.433,07
2027	3.780.235,36	4.424.063,39
2028	3.793.685,80	4.438.693,70
2029	3.807.136,24	4.453.324,02
2030	3.820.586,68	4.467.954,34
2031	3.834.037,11	4.482.584,65
2032	3.847.487,55	4.497.214,97
2033	3.860.937,99	4.511.845,28
2034	3.874.388,43	4.526.475,60
2035	3.887.838,87	4.541.105,92
2036	3.901.289,31	4.555.736,23
2037	3.914.739,74	4.570.366,55
2038	3.928.190,18	4.584.996,87
2039	3.941.640,62	4.599.627,18
2040	3.955.091,06	4.614.257,50
2041	3.968.541,50	4.628.887,82
2042	3.981.991,94	4.643.518,13
2043	3.995.442,38	4.658.148,45
2044	4.008.892,81	4.672.778,77
2045	4.022.343,25	4.687.409,08

Plano Municipal de Saneamento Básico
Estudo de Alternativas ETE
Resumo dos Custos Globais

**Alternativa 1: Reatores UASB seguido de Lodo Ativado de Aeração Prolongada Nitrificação
 Desnitrificação Parcial e remoção de fósforo**

A N O	Custos Implantação ETE Orlândia (R\$)	Custos de Manutenção e Depreciação Equipamentos (R\$/ano)	Custos de Operação (R\$/ano)
		(*)	
2015	23.549.345,59	409.106,68	3.618.830,10
2016		409.106,68	3.632.280,54
2017		409.106,68	3.645.730,98
2018		409.106,68	3.659.181,41
2019		409.106,68	3.672.631,85
2020		409.106,68	3.686.082,29
2021		409.106,68	3.699.532,73
2022		409.106,68	3.712.983,17
2023		409.106,68	3.726.433,61
2024		409.106,68	3.739.884,04
2025		409.106,68	3.753.334,48
2026		409.106,68	3.766.784,92
2027		409.106,68	3.780.235,36
2028		409.106,68	3.793.685,80
2029		409.106,68	3.807.136,24
2030		409.106,68	3.820.586,68
2031		409.106,68	3.834.037,11
2032		409.106,68	3.847.487,55
2033		409.106,68	3.860.937,99
2034		409.106,68	3.874.388,43
2035		409.106,68	3.887.838,87
2036		409.106,68	3.901.289,31
2037		409.106,68	3.914.739,74
2038		409.106,68	3.928.190,18
2039		409.106,68	3.941.640,62
2040		409.106,68	3.955.091,06
2041		409.106,68	3.968.541,50
2042		409.106,68	3.981.991,94
2043		409.106,68	3.995.442,38
2044		409.106,68	4.008.892,81
2045		409.106,68	4.022.343,25
VLP	23.549.345,59	3.704.536,21	33.668.162,42
T. GERAL			60.922.044,22

(*) - Taxa de juros =

12 %

(**) - Adota-se 3 % do valor de aquisição dos equipamentos

Alternativa 2: Lodo Ativado de Aeração Prolongada
Nitrificação, desnitrificação parcial e remoção de fósforo

A N O	Custos Implantação ETE Orlandia	Custos de Manutenção e Depreciação Equipamentos	Custos de Operação
	(R\$)	(R\$/ano)	(R\$/ano)
		(*)	
2015	19.729.829,27	435.900,26	4.248.499,59
2016		435.900,26	4.263.129,90
2017		435.900,26	4.277.760,22
2018		435.900,26	4.292.390,54
2019		435.900,26	4.307.020,85
2020		435.900,26	4.321.651,17
2021		435.900,26	4.336.281,49
2022		435.900,26	4.350.911,80
2023		435.900,26	4.365.542,12
2024		435.900,26	4.380.172,44
2025		435.900,26	4.394.802,75
2026		435.900,26	4.409.433,07
2027		435.900,26	4.424.063,39
2028		435.900,26	4.438.693,70
2029		435.900,26	4.453.324,02
2030		435.900,26	4.467.954,34
2031		435.900,26	4.482.584,65
2032		435.900,26	4.497.214,97
2033		435.900,26	4.511.845,28
2034		435.900,26	4.526.475,60
2035		435.900,26	4.541.105,92
2036		435.900,26	4.555.736,23
2037		435.900,26	4.570.366,55
2038		435.900,26	4.584.996,87
2039		435.900,26	4.599.627,18
2040		435.900,26	4.614.257,50
2041		435.900,26	4.628.887,82
2042		435.900,26	4.643.518,13
2043		435.900,26	4.658.148,45
2044		435.900,26	4.672.778,77
2045		435.900,26	4.687.409,08
VLP	19.729.829,27	3.947.157,05	39.448.795,27
T. GERAL			63.125.781,60

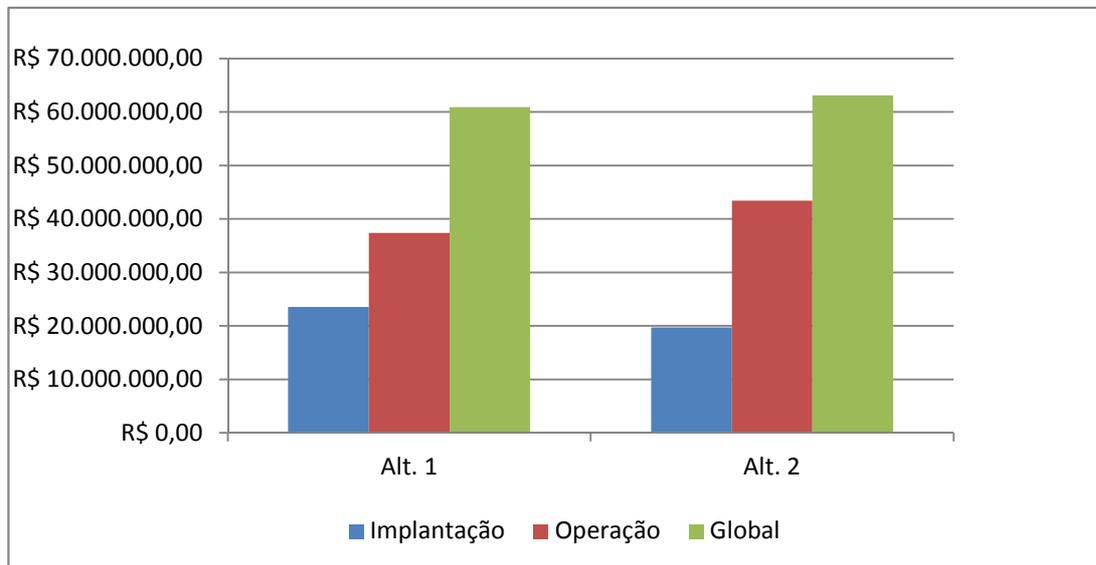
(*) - Taxa de juros =

12 %

(**) - Adota-se 3 % do valor de aquisição dos equipamentos

Tabela Resumo

Alternativa	Implantação	Operação	Global Valor Presente
1	23.549.345,59	37.372.698,63	60.922.044,22
2	19.729.829,27	43.395.952,33	63.125.781,60



Plano Municipal de Saneamento Básico
Sistema de Macrodrenagem
PLANILHA PARA DETERMINAÇÃO DO HIDROGRAMA DE PROJETO PELO MÉTODO DO
HIDROGRAMA UNITÁRIO TRIANGULAR DO S.C.S.
Bacia do Ribeirão do Agudo

DADOS DE ENTRADA:

Área da bacia:	A =	117,4	km ²
Comprimento do talvegue:	L =	25,25	km
Duração unitária da chuva em horas: (adotar 1/5 ou menos do tempo de concentração da bacia)	D =	0,5	h
Duração total da chuva: (deverá ser um múltiplo de D e >6D e pouco maior que o tempo de base do HUT)((DC/D)max=50)	DC=	12	h
Parâmetros da equação Intensidade-Freqüência-Duração da localidade: $I = (K \cdot Tr^B) / ((T + T_0)^C)$ para I em mm/h	K = B = C = T ₀ = Tr =	814,8 0,191 0,751 11 100	min anos
Número de deflúvio	N =	60	
Relação da área coberta por vegetação pela área total da bacia	PP =	0,5	
Declividade média do talvegue (m/m)	S =	0,009109	
Fator multiplicador para bacias urbanas com micro drenagem	MM =	0,9	

DC/D =	24
--------	-----------

DADO DE SAIDA

Vazão de Pico do Hidrograma	Qp =	186,9	m ³ /s
-----------------------------	------	--------------	-------------------

Plano Municipal de Saneamento Básico
Sistema de Macrodrenagem
PLANILHA PARA DETERMINAÇÃO DO HIDROGRAMA DE PROJETO PELO MÉTODO DO
HIDROGRAMA UNITÁRIO TRIANGULAR DO S.C.S.
Bacia do Córrego dos Palmitos

DADOS DE ENTRADA:

Área da bacia:	A =	11,27	km ²
Comprimento do talvegue:	L =	8	km
Duração unitária da chuva em horas: (adotar 1/5 ou menos do tempo de concentração da bacia)	D =	0,2	h
Duração total da chuva: (deverá ser um múltiplo de D e >6D e pouco maior que o tempo de base do HUT)((DC/D)max=50)	DC=	4	h
Parâmetros da equação Intensidade-Freqüência-Duração da localidade: $I = (K \cdot Tr^B) / ((T + T_0)^C)$ para I em mm/h	K = B = C = T ₀ = Tr =	814,8 0,191 0,751 11 100	min anos
Número de deflúvio	N =	75	
Relação da área coberta por vegetação pela área total da bacia	PP =	0,25	
Declividade média do talvegue (m/m)	S =	0,01875	
Fator multiplicador para bacias urbanas com micro drenagem	MM =	0,9	

DC/D =	20
--------	-----------

DADO DE SAIDA

Vazão de Pico do Hidrograma	Qp =	61,5	m ³ /s
-----------------------------	------	-------------	-------------------

Revisão do Plano de Saneamento - Orlandia /SP
Sistema de Macrodrenagem
Verificação das seções do Córrego dos Palmitos

Q máx (Tr = 100 anos)	61,5 m³/s (calculada pelo método SCS)
------------------------------	---

Verificação das seções: aplicação da equação de Manning para canais trapezoidais

Legenda:

	Valores calculados
	Dados de entrada
	Mudanças propostas

1) Trecho 1-2

Parâmetros de Entrada:

n =	0,016
Vazão =	124,339 m ³ /s
Declividade (I _o) =	0,024 m/m
Largura de Fundo (b) =	4,000 m
Largura do topo (B) =	7,200 m
yo =	2,000 m
yo/b =	0,500
Z (H/V) =	0,8

Cálculo:

Razão de aspecto (m) = b/yo = 2,000

Área = 11,200 m²
 Perímetro = 9,122 m
 Raio Hidráulico (Rh) = 1,22773 m

Fórmula de Manning:

$nQ/I_o^{0,5} = 12,8416$

$A * Rh^{2/3} = 12,8416$ Erro² = 0

Vazão máxima =	124,3 m³/s	Ok
-----------------------	------------------------------	-----------

2) Trecho 2-4

Parâmetros de Entrada:

n =	0,016
Vazão =	40,96 m ³ /s
Declividade (I _o) =	0,013 m/m
Largura de Fundo (b) =	2,900 m
Largura do topo (B) =	2,900 m
yo =	2,175 m
yo/b =	0,750
Z (H/V) =	0,0

Cálculo:

Razão de aspecto (m) = b/yo = 1,333

Área = 6,308 m²
 Perímetro = 7,250 m
 Raio Hidráulico (Rh) = 0,87 m

Fórmula de Manning:

$$nQ/lo^{0,5} = 5,7483$$

$$A * Rh^{2/3} = 5,7483 \quad \text{Erro}^2 = 8E-23$$

como são duas seções

Vazão máxima = 81,9 m³/s Ok

3) Trecho 4-5

Parâmetros de Entrada:

n =	0,016
Vazão =	31,397 m ³ /s
Declividade (lo) =	0,006 m/m
Largura de Fundo (b) =	2,900 m
Largura do topo (B) =	2,900 m
yo =	2,378 m
yo/b =	0,820
Z (H/V) =	0,0

Cálculo:

$$\text{Razão de aspecto (m)} = b/yo = 1,220$$

Área = 6,896 m²
 Perímetro = 7,656 m
 Raio Hidráulico (Rh) = 0,90076 m

Fórmula de Manning:

$$nQ/lo^{0,5} = 6,4320$$

$$A * Rh^{2/3} = 6,4320 \quad \text{Erro}^2 = 8E-23$$

como são duas seções

Vazão máxima = 62,8 m³/s Ok

4) Trecho 5-6

Parâmetros de Entrada:

n =	0,016
Vazão =	80,260 m ³ /s
Declividade (lo) =	0,010 m/m
Largura de Fundo (b) =	4,000 m
Largura do topo (B) =	7,200 m
yo =	2,000 m
yo/b =	0,500
Z (H/V) =	0,8

Cálculo:

$$\text{Razão de aspecto (m)} = b/y_o = 2,000$$

$$\text{Área} = 11,200 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro} = 9,122 \text{ m}$$

$$\text{Raio Hidráulico (Rh)} = 1,22773 \text{ m}$$

Fórmula de Manning:

$$nQ/lo^{0,5} = 12,8416$$

$$A * Rh^{2/3} = 12,8416 \quad \text{Erro}^2 = 3E-22$$

Vazão máxima = 80,3 m³/s Ok

5) Trecho 6-7

Parâmetros de Entrada:

n =	0,040
Vazão =	17,840 m³/s
Declividade (lo) =	0,006 m/m
Largura de Fundo (b) =	3,000 m
Largura do topo (B) =	6,780 m
yo =	1,800 m
yo/b =	0,600
Z (H/V) =	1,1

Cálculo:

$$\text{Razão de aspecto (m)} = b/y_o = 1,667$$

$$\text{Área} = 8,802 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro} = 8,220 \text{ m}$$

$$\text{Raio Hidráulico (Rh)} = 1,0708 \text{ m}$$

Fórmula de Manning:

$$nQ/lo^{0,5} = 9,2127$$

$$A * Rh^{2/3} = 9,2127 \quad \text{Erro}^2 = 0$$

Vazão máxima = 17,8 m³/s < Qmáx

Parâmetros de Entrada:

n =	0,016
Vazão =	62,169 m³/s
Declividade (lo) =	0,006 m/m
Largura de Fundo (b) =	4,000 m
Largura do topo (B) =	7,200 m
yo =	2,000 m
yo/b =	0,500
Z (H/V) =	0,8

Cálculo:

$$\text{Razão de aspecto (m)} = b/y_o = 2,000$$

$$\text{Área} = 11,200 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro} = 9,122 \text{ m}$$

$$\text{Raio Hidráulico (Rh)} = 1,228 \text{ m}$$

Fórmula de Manning:

$$nQ/lo^{0,5} = 12,8416$$

$$A * Rh^{2/3} = 12,8416 \quad \text{Erro}^2 = 0$$

como são duas seções

Vazão máxima = 62,2 m³/s Ok

7) Trecho 7-8

Parâmetros de Entrada:

n =	0,035
Vazão =	68,298 m ³ /s
Declividade (I _o) =	0,006 m/m
Largura de Fundo (b) =	10,000 m
Largura do topo (B) =	13,200 m
yo =	2,000 m
yo/b =	0,200
Z (H/V) =	0,8

Cálculo:

Razão de aspecto (m) = b/yo = 5,000

Área = 23,200 m²

Perímetro = 15,122 m

Raio Hidráulico (Rh) = 1,53414 m

Fórmula de Manning:

$nQ/I_o^{0,5} = 30,8601$

$A \cdot Rh^{2/3} = 30,8601$ Erro² = 0

Vazão máxima = 68,3 m³/s Ok

Revisão do Plano de Saneamento - Orlandia /SP
Sistema de Macrodrenagem
Verificação das seções do Ribeirão do Agudo

Q máx (Tr = 100 anos)	186,9 m ³ /s (calculada pelo método SCS)
------------------------------	---

Verificação das seções: aplicação da equação de Manning para canais trapezoidais

Legenda:

	Valores calculados
	Dados de entrada
	Mudanças propostas

1) Trecho 9-10

Parâmetros de Entrada:

n =	0,035
Vazão =	36,593 m ³ /s
Declividade (I ₀) =	0,004 m/m
Largura de Fundo (b) =	5,000 m
Largura do topo (B) =	7,500 m
yo =	2,500 m
yo/b =	0,500
Z (H/V) =	0,5

Cálculo:

Razão de aspecto (m) = b/yo = 2,000

Área = 15,625 m²
 Perímetro = 10,590 m
 Raio Hidráulico (Rh) = 1,475425 m

Fórmula de Manning:

$nQ/I_0^{0,5} = 20,2503$

$A \cdot Rh^{2/3} = 20,2503$ Erro² = 1E-21

Vazão máxima =	36,6 m³/s < Q_{máx}
-----------------------	--

Proposta =

n =	0,016
Vazão =	187,109 m ³ /s
Declividade (I ₀) =	0,004 m/m
Largura de Fundo (b) =	13,000 m
Largura do topo (B) =	13,000 m
yo =	2,470 m
yo/b =	0,190
Z (H/V) =	0,0

Cálculo:

Razão de aspecto (m) = b/yo = 5,263

Área = 32,110 m²
 Perímetro = 17,940 m
 Raio Hidráulico (Rh) = 1,78986 m

Fórmula de Manning:

$nQ/I_0^{0,5} = 47,3353$

$A \cdot Rh^{2/3} = 47,3353$ Erro² = 3,87E-15

Vazão máxima =	187,1 m³/s Ok
-----------------------	---------------------------------

2) Trecho 10-11

Parâmetros de Entrada:

n =	0,040
Vazão =	48,785 m ³ /s
Declividade (I ₀) =	0,004 m/m
Largura de Fundo (b) =	8,000 m
Largura do topo (B) =	10,400 m
yo =	2,400 m
yo/b =	0,300
Z (H/V) =	0,5

Cálculo:

Proposta

n =	0,016
Vazão =	201,863 m ³ /s
Declividade (I ₀) =	0,004 m/m
Largura de Fundo (b) =	13,000 m
Largura do topo (B) =	13,000 m
yo =	2,600 m
yo/b =	0,200
Z (H/V) =	0,0

Cálculo:

Razão de aspecto (m) = b/y_0 = 3,333

Área = 22,080 m²

Perímetro = 13,367 m

Raio Hidráulico (Rh) = 1,651883 m

Fórmula de Manning:

$nQ/I_0^{0,5} = 30,8545$

$A \cdot Rh^{2/3} = 30,8545$ Erro² = 0

Vazão máxima = 48,8 m³/s < Qmáx

Razão de aspecto (m) = b/y_0 = 5,000

Área = 33,800 m²

Perímetro = 18,200 m

Raio Hidráulico (Rh) = 1,85714 m

Fórmula de Manning:

$nQ/I_0^{0,5} = 51,0678$

$A \cdot Rh^{2/3} = 51,0678$ Erro² = 0

Vazão máxima = 201,9 m³/s Ok

Revisão do Plano de Saneamento - Orlandia /SP
Sistema de Macrodrenagem
Pré-dimensionamento das galerias de águas pluviais

1. Critérios

Será aplicado o método racional

$$Q = CiA$$

$$i \text{ (mm/h)} = \frac{814,8 T_r^{0,191}}{(t + 11)^{0,751}}$$

2. Margem Direita

2.1. Trecho 1

a) Cálculo da intensidade de chuva

Tr = 25 anos

t = 15 minutos

i = 130,4 mm/h

C = coeficiente de escoamento superficial = 0,6

A = 170.945,9 m²

Q = 3,7 m³/s

b) Pré-dimensionamento da galeria de águas pluviais

Parâmetros de Entrada:

n =	0,013		
Vazão =	3,716 m ³ /s		
Declividade =	0,014 m/m		
Diâmetro =	1,200 m ou	1200 mm	
yo/D =	0,675		
yo =	0,810 m		

Calculados
 Dados de entrada

Cálculo:

θ = 3,857 rad

α = 0,564

β = 0,293

Área = 0,81221972 m²

Raio Hidráulico = 0,3510029 m

Fórmula de Manning:

$$nQ/Io^{0,5} = 0,4042$$

$$A * Rh^{2/3} = 0,4042 \quad \text{Erro}^2 = 0$$

Verificação velocidade =	4,6 m/s	Ok
Comprimento do trecho =	530 m	

2.1. Trecho 2

a) Cálculo da intensidade de chuva

$$Tr = 25 \text{ anos}$$

$$t = 20 \text{ minutos}$$

$$i = 114,3 \text{ mm/h}$$

$$C = \text{coeficiente de escoamento superficial} = 0,6$$

$$A = 331.239,1 \text{ m}^2$$

$$Q = 6,3 \text{ m}^3/\text{s}$$

b) Pré-dimensionamento da galeria de águas pluviais

Parâmetros de Entrada:

n =	0,013	
Vazão =	6,310 m ³ /s	
Declividade =	0,013 m/m	
Diâmetro =	1,400 m ou	1.400 mm
yo/D =	0,773	
yo =	1,082 m	

Calculados
Dados de entrada

Cálculo:

$$\theta = 4,298 \text{ rad}$$

$$\alpha = 0,652$$

$$\beta = 0,303$$

$$\text{Área} = 1,27713617 \text{ m}^2$$

$$\text{Raio Hidráulico} = 0,42453473 \text{ m}$$

Fórmula de Manning:

$$nQ/Io^{0,5} = 0,7214$$

$$A * Rh^{2/3} = 0,7214 \quad \text{Erro}^2 = 1,23E-32$$

Verificação velocidade =	4,9 m/s	Ok
Comprimento do trecho =	750 m	

3. Margem Esquerda

3.1. Trecho 1

a) Cálculo da intensidade de chuva

Tr = 25 anos
 t = 15 minutos
 i = 130,4 mm/h

C = coeficiente de escoamento superficial = 0,6

A = 364.490,8 m²

Q = 7,9 m³/s

b) Pré-dimensionamento da galeria de águas pluviais

Parâmetros de Entrada:

	Calculados	Dados de entrada
n =	0,013	
Vazão =	7,924 m ³ /s	
Declividade =	0,012 m/m	
Diâmetro =	1,500 m ou	1500 mm
yo/D =	0,842	
yo =	1,263 m	

Cálculo:

$\theta = 4,650$ rad
 $\alpha = 0,706$
 $\beta = 0,304$

Área = 1,58847945 m²
 Raio Hidráulico = 0,45548973 m

Fórmula de Manning:

$nQ/Io^{0,5} = 0,9404$

$A * Rh^{2/3} = 0,9404$ Erro² = 4,93E-32

Verificação velocidade =	5,0 m/s	Ok
Comprimento do trecho =	830 m	

2.1. Trecho 2

a) Cálculo da intensidade de chuva

Tr = 25 anos

t = 30 minutos

i = 92,7 mm/h

C = coeficiente de escoamento superficial = 0,6

A = 571.512,7 m²

Q = 8,8 m³/s

b) Pré-dimensionamento da galeria de águas pluviais

Parâmetros de Entrada:

	Calculados	Dados de entrada
n =	0,013	
Vazão =	8,825 m ³ /s	
Declividade =	0,013 m/m	
Diâmetro =	1,600 m ou	1.600 mm
yo/D =	0,759	
yo =	1,214 m	

Cálculo:

$\theta = 4,230$ rad

$\alpha = 0,640$

$\beta = 0,302$

Área = 1,63723327 m²

Raio Hidráulico = 0,48377967 m

Fórmula de Manning:

$nQ/I_0^{0,5} = 1,0090$

$A * Rh^{2/3} = 1,0090$ Erro² = 4,93E-32

Verificação velocidade =	5,4 m/s	Ok
Comprimento do trecho =	760 m	

ANEXO 3: LEVANTAMENTO DE CUSTO

Plano Municipal de Saneamento Básico - Orlandia/SP
Sistema de Abastecimento de Água
Critérios e Custos Unitários

1 - Poços

Custo para furar poço = R\$ 2.000.000,00

2 - Reservatórios Apoiados

Volume (m ³)	Custo unitário
100	R\$ 110.000,00
300	R\$ 200.000,00
500	R\$ 270.000,00
1.000	R\$ 430.000,00
2.000	R\$ 700.000,00
5.000	R\$ 2.400.000,00
10.000	R\$ 4.300.000,00

3 - Adutoras

Diâmetro (mm)	Material	Custo unitário (R\$/m)
50	PVC	74,00
75	PVC	85,00
100	PVC	95,00
150	fofo	340,00
200	fofo	415,00
250	fofo	505,00
300	fofo	570,00

4 - Estações Elevatórias com Bombas Centrífugas de Eixo Horizontal - Poço Seco

Potência (cv)	Custo unidade (R\$)
5	75.000,00
7,5	106.000,00
10	145.000,00
15	225.000,00
20	275.000,00
25	310.000,00
30	335.000,00
40	400.000,00
50	450.000,00
60	670.000,00
75	890.000,00
100	1.000.000,00
125	1.100.000,00
150	1.200.000,00
200	1.300.000,00

Obs.: O custo do booster é cerca de 20% mais caro que o da elevatória, devido à automação requerida para funcionamento desse elemento.

Obs.: O custo de readequação de elevatória foi adotado como 50% o custo de implantação de uma elevatória de potência equivalente.

5 - Rede de Distribuição e Ligações de Água

REDES	Adota-se:	R\$ (m)
rede de água	Ø médio 75 mm PVC	42,50

LIGAÇÕES COMPLETAS	R\$ (unidade)
Ligações de água (*)	320,00

(*) 50% no passeio e 50% no eixo da via

6 - Substituição dos Hidrômetros

Adota-se:

Troca de 80% do total de hidômetros nos primeiros 5 anos (2013 a 2018)

Substituição de parte dos hidômetros a cada 5 anos (2019 a 2042)

Custo unitário = R\$ 105,00

Plano Municipal de Saneamento Básico - Orlandia/SP
Sistema de Abastecimento de Água
 Propostas para Ampliações e Melhorias no Sistema de Abastecimento de Água

1 - Produção de Água Potável

Item	Implantação Poços	Vazão (m ³ /dia)	Tempo func (horas/dia)	Custo (R\$)
1.1	Poço Proposto 1	2.400	20	R\$ 2.000.000,00
1.2	Poço Proposto 2	2.400	20	R\$ 2.000.000,00
1.3	Poço Proposto 3	2.400	20	R\$ 2.000.000,00
Subtotal				R\$ 6.000.000,00

Item	Reforma ETA	Vazão (m ³ /dia)	Tempo func (horas/dia)	Custo (R\$)
1.4	Readequação captação e remoção sólidos	4.320	24	R\$ 500.000,00
1.5	Implantação e equipamentos	4.320	24	R\$ 4.680.560,00
Subtotal				R\$ 5.180.560,00

2 - Reservação de Água Potável

Item	Reservatórios	Tipo	Vol (m ³)	Custo (R\$)
2.1	CR Parisi	Apoiado	300	R\$ 200.000,00
2.2	Poço Gruta	Apoiado	100	R\$ 110.000,00
2.3	Poço Marico	Apoiado	100	R\$ 110.000,00
2.4	Poço proposto 1	Apoiado	100	R\$ 110.000,00
2.5	Poço proposto 2	Apoiado	100	R\$ 110.000,00
2.6	Poço proposto 3	Apoiado	100	R\$ 110.000,00
2.7	Reforma res. CR ETA			R\$ 200.000,00
Subtotal				R\$ 750.000,00

3 - Elevatórias

Item	Elevatórias	Pot (HP)	Situação	Custo
3.1	Poço proposto 3 > CR ETA	21	Nova	R\$ 275.000,00
3.2	Poço proposto 2 > CR Boa Vista (setor Siena)	54	Nova	R\$ 670.000,00
3.3	Poço proposto 1 > CR Vieira Brasão	8	Nova	R\$ 106.000,00
3.4	Poço da Gruta > CR Vila Bucci	27	Nova	R\$ 335.000,00
3.5	CR Vila Bucci > CR Caixa Torre	2	Nova	R\$ 75.000,00
3.6	Poço Marico > CR Parisi	6	Nova	R\$ 75.000,00
3.7	Poço da Gruta > CR ETA	19	Nova	R\$ 137.500,00
3.8	P2 > CR ETA	56	Nova	R\$ 670.000,00
3.9	EEAD > ETA	35	Readequação	R\$ 200.000,00
3.10	CR Jd Siena > CR Vieira Brasão	2	Nova	R\$ 310.000,00
3.11	P1 e P5 > CR Jd Siena	53	Readequação	R\$ 225.000,00
3.12	CR ETA > CR Caixa Torre	22	Readequação	R\$ 137.500,00
Subtotal				R\$ 3.216.000,00

4 - Booster

Booster	Pot (HP)	Custo (R\$)
4.1 Jd Siena Zona Alta	5	R\$ 90.000,00
4.2 ETA Zona Alta (A)	3	R\$ 90.000,00
4.3 ETA Zona Alta (B)	3	R\$ 90.000,00
4.4 Caixa Torre (Zona Alta)	5	R\$ 90.000,00
4.5 José Vieira Brasão	1	R\$ 90.000,00
Subtotal		R\$ 450.000,00

5 - Adução

Item	Adução	D (mm)	L (m)	Material	Custo (R\$)
5.1	Poço Proposto 3 > ETA	200	1.980	FoFo	R\$ 821.700,00
5.2	P2 > ETA	200	1.700	FoFo	R\$ 705.500,00
5.3	Poço Proposto 2 > CR Boa Vista	200	1.050	FoFo	R\$ 435.750,00
5.4	CR Boa Vista > Interlig. com adut existente	250	150	FoFo	R\$ 75.750,00
5.5	Poço Proposto 1 > CR J. V. Brasão	200	500	FoFo	R\$ 207.500,00
5.6	Poço Gruta > CR Vila Bucci	150	2.700	FoFo	R\$ 918.000,00
5.7	p1-p5 > Siena	200	2.250	FoFo	R\$ 933.750,00
5.8	Trecho final CR Brasão > CR Parisi	150	585	FoFo	R\$ 198.900,00
	Subtotal				R\$ 4.296.850,00

Custo TOTAL

R\$ 19.893.410,00

Plano Municipal de Saneamento Básico - Orlandia/SP
Sistema de Abastecimento de Água
 Cronograma de investimentos

Ano	Custos das Intervenções (R\$)							
	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.1	2.2	2.3
2015			R\$ 2.000.000,00					
2016				R\$ 500.000,00	R\$ 4.680.560,00			
2017							R\$ 110.000,00	
2018	R\$ 2.000.000,00							
2019		R\$ 2.000.000,00						
2020								R\$ 110.000,00
2021								
2022						R\$ 200.000,00		
2023								
2024								
2025								
2026								
2027								
2028								
2029								
2030								
2031								
2032								
2033								
2034								
2035								
2036								
2037								
2038								
2039								
2040								
2041								
2042								
2043								
2044								
2045								
TOTAL	R\$ 2.000.000,00	R\$ 2.000.000,00	R\$ 2.000.000,00	R\$ 500.000,00	R\$ 4.680.560,00	R\$ 200.000,00	R\$ 110.000,00	R\$ 110.000,00

Ano	Custos das Intervenções (R\$)							
	2.4	2.5	2.6	2.7	3.1	3.2	3.3	3.4
2015			R\$ 110.000,00		R\$ 275.000,00			
2016				R\$ 200.000,00				
2017								R\$ 335.000,00
2018	R\$ 110.000,00						R\$ 106.000,00	
2019		R\$ 110.000,00				R\$ 670.000,00		
2020								
2021								
2022								
2023								
2024								
2025								
2026								
2027								
2028								
2029								
2030								
2031								
2032								
2033								
2034								
2035								
2036								
2037								
2038								
2039								
2040								
2041								
2042								
2043								
2044								
2045								
TOTAL	R\$ 110.000,00	R\$ 110.000,00	R\$ 110.000,00	R\$ 200.000,00	R\$ 275.000,00	R\$ 670.000,00	R\$ 106.000,00	R\$ 335.000,00

Ano	Custos das Intervenções (R\$)							
	3.5	3.6	3.7	3.8	3.9	3.10	3.11	3.12
2015								
2016					R\$ 200.000,00			R\$ 137.500,00
2017			R\$ 137.500,00					
2018						R\$ 310.000,00		
2019								
2020		R\$ 75.000,00					R\$ 225.000,00	
2021				R\$ 670.000,00				
2022								
2023								
2024								
2025								
2026	R\$ 75.000,00							
2027								
2028								
2029								
2030								
2031								
2032								
2033								
2034								
2035								
2036								
2037								
2038								
2039								
2040								
2041								
2042								
2043								
2044								
2045								
TOTAL	R\$ 75.000,00	R\$ 75.000,00	R\$ 137.500,00	R\$ 670.000,00	R\$ 200.000,00	R\$ 310.000,00	R\$ 225.000,00	R\$ 137.500,00

Ano	Custos das Intervenções							
	4.1	4.2	4.3	4.4	4.5	5.1	5.2	5.3
2015					R\$ 90.000,00	R\$ 821.700,00		
2016	R\$ 90.000,00			R\$ 90.000,00				
2017								
2018								
2019								R\$ 435.750,00
2020								
2021							R\$ 705.500,00	
2022								
2023								
2024								
2025		R\$ 90.000,00						
2026								
2027								
2028								
2029								
2030			R\$ 90.000,00					
2031								
2032								
2033								
2034								
2035								
2036								
2037								
2038								
2039								
2040								
2041								
2042								
2043								
2044								
2045								
TOTAL	R\$ 90.000,00	R\$ 90.000,00	R\$ 90.000,00	R\$ 90.000,00	R\$ 90.000,00	R\$ 821.700,00	R\$ 705.500,00	R\$ 435.750,00

Ano	Custo intervenções					TOTAL
	5.4	5.5	5.6	5.7	5.8	
2015						R\$ 3.296.700,00
2016						R\$ 5.898.060,00
2017			R\$ 918.000,00			R\$ 1.500.500,00
2018		R\$ 207.500,00			R\$ 198.900,00	R\$ 2.932.400,00
2019	R\$ 75.750,00					R\$ 3.291.500,00
2020				R\$ 933.750,00		R\$ 1.343.750,00
2021						R\$ 1.375.500,00
2022						R\$ 200.000,00
2023						R\$ 0,00
2024						R\$ 0,00
2025						R\$ 90.000,00
2026						R\$ 75.000,00
2027						R\$ 0,00
2028						R\$ 0,00
2029						R\$ 0,00
2030						R\$ 90.000,00
2031						R\$ 0,00
2032						R\$ 0,00
2033						R\$ 0,00
2034						R\$ 0,00
2035						R\$ 0,00
2036						R\$ 0,00
2037						R\$ 0,00
2038						R\$ 0,00
2039						R\$ 0,00
2040						R\$ 0,00
2041						R\$ 0,00
2042						R\$ 0,00
2043						R\$ 0,00
2044						R\$ 0,00
2045						R\$ 0,00
TOTAL	R\$ 75.750,00	R\$ 207.500,00	R\$ 918.000,00	R\$ 933.750,00	R\$ 198.900,00	R\$ 20.093.410,00

Plano Municipal de Saneamento Básico - Orlandia/SP
Sistema de Abastecimento de Água
Custos de Manutenção e Reposição de Equipamentos

1) Parâmetros adotados

- * Adota-se que o custo com manutenção equivale a **1,00%** do custo do equipamento.
- * Adota-se que a reposição dos equipamentos deva ocorrer a cada 20 anos. Como as reposições não deverão ocorrer de forma simultânea, adota-se o critério de considerar um custo anual equivalente a **5,00%** do valor do equipamento.

2) Bombas dos poços

2.1) Custo de Manutenção

Poço proposto 1 =	R\$ 6.000,00	
Poço proposto 2 =	R\$ 6.000,00	
Poço proposto 3 =	R\$ 6.000,00	
Poço da Gruta =	R\$ 6.000,00	
Poço 2 =	R\$ 6.000,00	
Poço 1 =	R\$ 6.000,00	
Poço 5 =	R\$ 6.000,00	
Poço Marico =	R\$ 6.000,00	
Custo Manutenção bombas poços =		R\$ 48.000,00 a.a

2.2) Custos de Reposição

Poço proposto 1 =	R\$ 30.000,00	
Poço proposto 2 =	R\$ 30.000,00	
Poço proposto 3 =	R\$ 30.000,00	
Poço da Gruta =	R\$ 30.000,00	
Poço 2 =	R\$ 30.000,00	
Poço 1 =	R\$ 30.000,00	
Poço 5 =	R\$ 30.000,00	
Poço Marico =	R\$ 30.000,00	
Custo reposição bombas poços =		R\$ 240.000,00 a.a

3) Elevatórias

3.1) Custos de Manutenção

Poço proposto 3 > CR ETA	R\$ 1.375,00	
Poço proposto 2 > CR Boa Vista (setor Siena)	R\$ 3.350,00	
Poço proposto 1 > CR Vieira Brasão	R\$ 530,00	
Poço da Gruta > CR Vila Bucci	R\$ 1.675,00	
CR Vila Bucci > CR Caixa Torre	R\$ 375,00	
Poço Marico > CR Parisi	R\$ 375,00	
Poço da Gruta > CR ETA	R\$ 687,50	
P2 > CR ETA	R\$ 3.350,00	
EEAD > ETA	R\$ 2.000,00	
CR Jd Siena > CR Vieira Brasão	R\$ 1.550,00	
P1 e P5 > CR Jd Siena	R\$ 2.250,00	
CR ETA > CR Caixa Torre	R\$ 1.375,00	
Custo manutenção elevatórias		R\$ 32.160,00 a.a

3.2) Custos de Reposição

Poço proposto 3 > CR ETA	R\$ 6.875,00
Poço proposto 2 > CR Boa Vista (setor Siena)	R\$ 16.750,00
Poço proposto 1 > CR Vieira Brasão	R\$ 2.650,00
Poço da Gruta > CR Vila Bucci	R\$ 8.375,00
CR Vila Bucci > CR Caixa Torre	R\$ 1.875,00
Poço Marico > CR Parisi	R\$ 1.875,00
Poço da Gruta > CR ETA	R\$ 3.437,50
P2 > CR ETA	R\$ 16.750,00
EEAD > ETA	R\$ 5.000,00
CR Jd Siena > CR Vieira Brasão	R\$ 7.750,00
P1 e P5 > CR Jd Siena	R\$ 5.625,00
CR ETA > CR Caixa Torre	R\$ 3.437,50
Custo manutenção elevatórias	R\$ 80.400,00 a.a

4) ETA

4.1) Custos de Manutenção = **R\$ 24.227,38**

4.2) Custos de Reposição = **R\$ 121.136,91**

Plano Municipal de Saneamento Básico - Orlandia/SP
Sistema de Abastecimento de Água
Custos relacionados à rede de distribuição de água de abastecimento

ANO	Índice Rede (m/hab)	População (hab)	Extensão (m/ano)	Rede nova (m/ano) (*)	Substituição (m/ano)(**)	Custo (R\$/ano)
2015	3,30	43.267	142.781		1.400	59.500,00
2016	3,30	43.739	144.339	156	1.400	66.122,73
2017	3,30	44.211	145.898	156	1.400	66.122,04
2018	3,30	44.679	147.442	154	1.400	66.063,63
2019	3,30	45.143	148.973	153	1.400	66.005,22
2020	3,30	45.600	150.480	151	1.400	65.906,71
2021	3,30	46.058	151.993	151	1.400	65.928,48
2022	3,30	46.510	153.482	149	1.400	65.829,98
2023	3,30	46.957	154.958	148	1.400	65.771,57
2024	3,30	47.400	156.420	146	1.400	65.713,16
2025	3,30	47.834	157.852	143	1.400	65.588,66
2026	3,30	48.273	159.302	145	700	35.912,42
2027	3,30	48.704	160.723	142	700	35.787,92
2028	3,30	49.130	162.130	141	700	35.729,51
2029	3,30	49.552	163.523	139	700	35.671,10
2030	3,30	49.975	164.918	139	700	35.676,58
2031	3,30	50.384	166.268	135	700	35.490,39
2032	3,30	50.794	167.620	135	700	35.495,86
2033	3,30	51.200	168.958	134	700	35.437,45
2034	3,30	51.601	170.283	132	700	35.379,04
2035	3,30	52.025	171.683	140	700	35.698,51
2036	3,30	52.391	172.891	121	700	34.884,34
2037	3,30	52.780	174.174	128	700	35.203,81
2038	3,30	53.165	175.443	127	700	35.145,39
2039	3,30	53.545	176.699	126	700	35.086,98
2040	3,30	53.982	178.141	144	700	35.876,40
2041	3,30	54.294	179.169	103	700	34.122,33
2042	3,30	54.662	180.384	121	700	34.911,75
2043	3,30	55.026	181.585	120	700	34.853,34
2044	3,30	55.385	182.772	119	700	34.794,93
2045	3,30	55.843	184.282	151	700	36.168,18
TOTAL				4.150	29.400	1.425.878,40

Critérios

10% das novas redes será de responsabilidade do DAE

20% da substituição da rede (29.400 m)

50 % dos investimentos nos primeiros 10 anos do horizonte de projeto

50 % distribuído ao longo dos 20 anos restantes

Plano Municipal de Saneamento Básico - Orlandia/SP
Sistema de Abastecimento de Água
Custos relacionados às ligações de água de abastecimento

ANO	hab/ domicilio	População (hab)	Numero ligações (un/ano)	Novas ligações (un/ano)	Substituição de ligações (un/ano) (*)	Custo (R\$/ano)
2015	3,30	43.267	13.058		325	104.000,00
2016	3,30	43.739	13.254	20	325	110.281,78
2017	3,30	44.211	13.397	14	325	108.578,52
2018	3,30	44.679	13.539	14	325	108.538,13
2019	3,30	45.143	13.680	14	325	108.497,74
2020	3,30	45.600	13.818	14	325	108.429,64
2021	3,30	46.058	13.957	14	325	108.444,69
2022	3,30	46.510	14.094	14	325	108.376,59
2023	3,30	46.957	14.229	14	325	108.336,20
2024	3,30	47.400	14.364	13	325	108.295,81
2025	3,30	47.834	14.495	13	325	108.209,74
2026	3,30	48.273	14.628	13	160	55.460,73
2027	3,30	48.704	14.759	13	160	55.374,66
2028	3,30	49.130	14.888	13	160	55.334,27
2029	3,30	49.552	15.016	13	160	55.293,88
2030	3,30	49.975	15.144	13	160	55.297,67
2031	3,30	50.384	15.268	12	160	55.168,94
2032	3,30	50.794	15.392	12	160	55.172,73
2033	3,30	51.200	15.515	12	160	55.132,34
2034	3,30	51.601	15.637	12	160	55.091,95
2035	3,30	52.025	15.765	13	160	55.312,83
2036	3,30	52.391	15.876	11	160	54.749,91
2037	3,30	52.780	15.994	12	160	54.970,79
2038	3,30	53.165	16.110	12	160	54.930,41
2039	3,30	53.545	16.226	12	160	54.890,02
2040	3,30	53.982	16.358	13	160	55.435,83
2041	3,30	54.294	16.453	9	160	54.223,06
2042	3,30	54.662	16.564	11	160	54.768,86
2043	3,30	55.026	16.674	11	160	54.728,48
2044	3,30	55.385	16.783	11	160	54.688,09
2045	3,30	55.843	16.922	14	160	55.637,57
TOTAL				386	6.775	2.291.651,88

(*) Adota-se:

- 10% das novas ligações serão de responsabilidade do DAE
- Substituição de 50 % das ligações existentes (6.775 ligações)
- 50 % dos investimentos nos primeiros 10 anos do horizonte de projeto
- 50 % distribuído ao longo dos 20 anos restantes

O parâmetro adotado para hab/dom abrange todos os tipos de ligação.

Plano Municipal de Saneamento Básico - Orlandia/SP
Sistema de Abastecimento de Água
Custos relacionados à troca de hidrômetros

TROCA DE HIDRÔMETROS			
ANO	Número hidrômetros existentes (unid.) (*)	Substituição (unid./ano) (**)	Custo (R\$/ano)
2015	13.058	2.612	274.218,00
2016		2.612	274.218,00
2017		2.612	274.218,00
2018		2.612	274.218,00
2019		2.612	274.218,00
2020		2.612	274.218,00
2021		2.612	274.218,00
2022		2.612	274.218,00
2023		2.612	274.218,00
2024		2.612	274.218,00
2025		2.612	274.218,00
2026		2.612	274.218,00
2027		2.612	274.218,00
2028		2.612	274.218,00
2029		2.612	274.218,00
2030		2.612	274.218,00
2031		2.612	274.218,00
2032		2.612	274.218,00
2033		2.612	274.218,00
2034		2.612	274.218,00
2035		2.612	274.218,00
2036		2.612	274.218,00
2037		2.612	274.218,00
2038		2.612	274.218,00
2039		2.612	274.218,00
2040		2.612	274.218,00
2041		2.612	274.218,00
2042		2.612	274.218,00
2043		2.612	274.218,00
2044		2.612	274.218,00
2045		2.612	274.218,00
TOTAL		80.960	8.500.758,00

(*) Igual ao número de ligações existentes

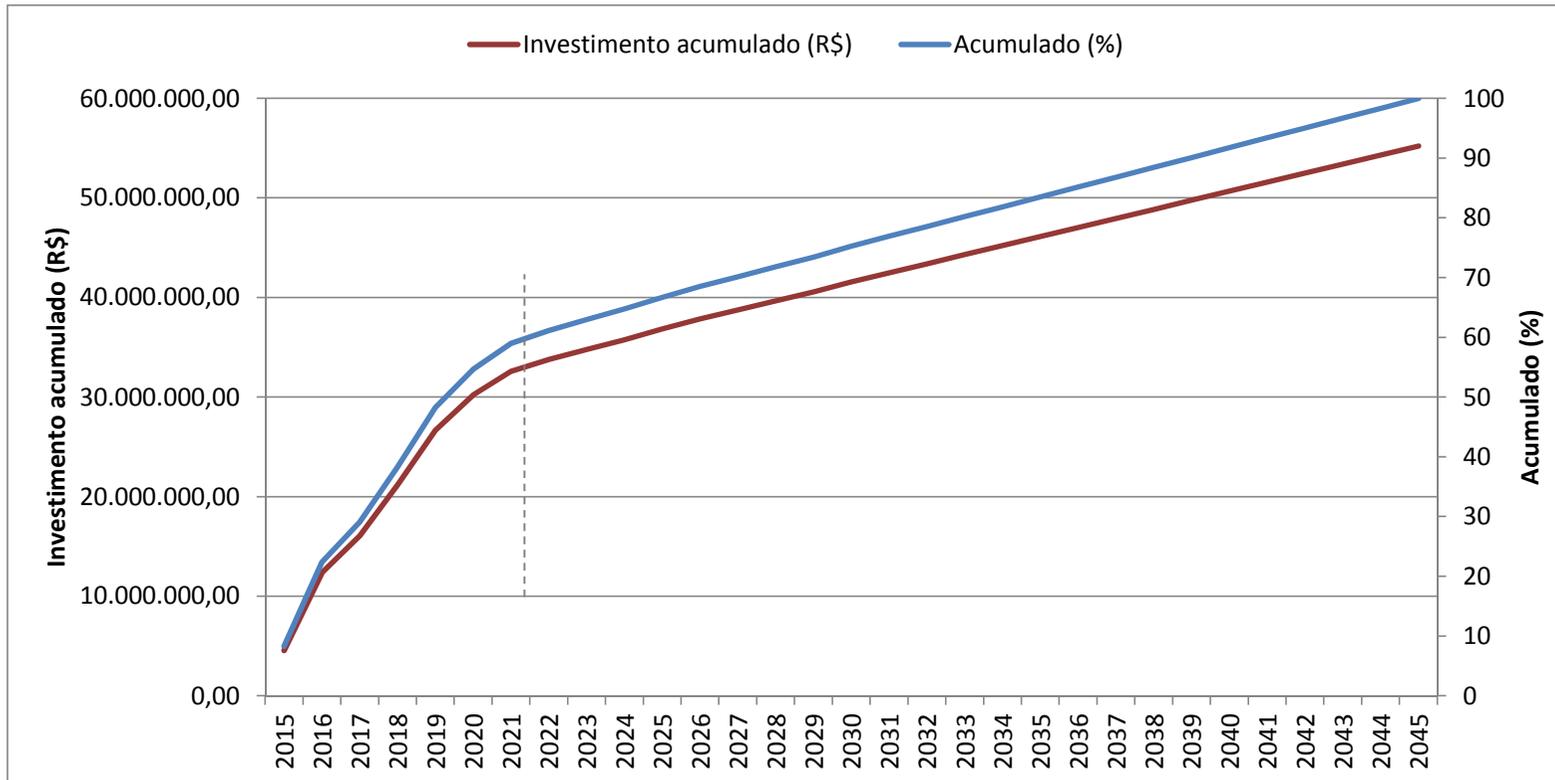
Os hidrômetros referentes às novas ligações já estão considerados nos custos das novas ligações e substituições de ligações existentes

(**) Adota-se substituição de 100 % dos hidrômetros a cada 5 anos
Atualmente 65 % dos hidrômetros tem idade = ou < a 5 anos

Plano Municipal de Saneamento Básico - Orlandia/SP
Sistema de Abastecimento de Água
Custos totais para o Sistema de Tratamento de Água de Abastecimento

ANO	PROD./ RESERV/DIST.	MANUTENÇÃO E REPOSIÇÃO EQUIPAMENTOS	REDE	LIGAÇÕES	MICROMEDIÇÃO	SETORIZAÇÃO (*)	TOTAL	ACUMULADO	%
2015	3.296.700,00	545.924,30	59.500,00	104.000,00	274.218,00	300.000,00	4.580.342,30	4.580.342,30	8
2016	5.898.060,00	545.924,30	66.122,73	110.281,78	274.218,00	900.000,00	7.794.606,81	12.374.949,11	22
2017	1.500.500,00	545.924,30	66.122,04	108.578,52	274.218,00	1.200.000,00	3.695.342,85	16.070.291,96	29
2018	2.932.400,00	545.924,30	66.063,63	108.538,13	274.218,00	1.200.000,00	5.127.144,05	21.197.436,01	38
2019	3.291.500,00	545.924,30	66.005,22	108.497,74	274.218,00	1.200.000,00	5.486.145,26	26.683.581,27	48
2020	1.343.750,00	545.924,30	65.906,71	108.429,64	274.218,00	1.200.000,00	3.538.228,65	30.221.809,92	55
2021	1.375.500,00	545.924,30	65.928,48	108.444,69	274.218,00		2.370.015,47	32.591.825,39	59
2022	200.000,00	545.924,30	65.829,98	108.376,59	274.218,00		1.194.348,86	33.786.174,25	61
2023		545.924,30	65.771,57	108.336,20	274.218,00		994.250,07	34.780.424,32	63
2024		545.924,30	65.713,16	108.295,81	274.218,00		994.151,27	35.774.575,58	65
2025	90.000,00	545.924,30	65.588,66	108.209,74	274.218,00		1.083.940,70	36.858.516,28	67
2026	75.000,00	545.924,30	35.912,42	55.460,73	274.218,00		986.515,44	37.845.031,73	69
2027		545.924,30	35.787,92	55.374,66	274.218,00		911.304,87	38.756.336,60	70
2028		545.924,30	35.729,51	55.334,27	274.218,00		911.206,08	39.667.542,68	72
2029		545.924,30	35.671,10	55.293,88	274.218,00		911.107,28	40.578.649,96	73
2030	90.000,00	545.924,30	35.676,58	55.297,67	274.218,00		1.001.116,54	41.579.766,50	75
2031		545.924,30	35.490,39	55.168,94	274.218,00		910.801,62	42.490.568,12	77
2032		545.924,30	35.495,86	55.172,73	274.218,00		910.810,89	43.401.379,01	79
2033		545.924,30	35.437,45	55.132,34	274.218,00		910.712,09	44.312.091,09	80
2034		545.924,30	35.379,04	55.091,95	274.218,00		910.613,29	45.222.704,38	82
2035		545.924,30	35.698,51	55.312,83	274.218,00		911.153,63	46.133.858,02	84
2036		545.924,30	34.884,34	54.749,91	274.218,00		909.776,55	47.043.634,57	85
2037		545.924,30	35.203,81	54.970,79	274.218,00		910.316,90	47.953.951,47	87
2038		545.924,30	35.145,39	54.930,41	274.218,00		910.218,10	48.864.169,57	88
2039		545.924,30	35.086,98	54.890,02	274.218,00		910.119,30	49.774.288,87	90
2040		545.924,30	35.876,40	55.435,83	274.218,00		911.454,53	50.685.743,39	92
2041		545.924,30	34.122,33	54.223,06	274.218,00		908.487,68	51.594.231,08	93
2042		545.924,30	34.911,75	54.768,86	274.218,00		909.822,91	52.504.053,99	95
2043		545.924,30	34.853,34	54.728,48	274.218,00		909.724,11	53.413.778,10	97
2044		545.924,30	34.794,93	54.688,09	274.218,00		909.625,31	54.323.403,41	98
2045		545.924,30	36.168,18	55.637,57	274.218,00		911.948,05	55.235.351,46	100
TOTAL	20.093.410,00	16.923.653,18	1.425.878,40	2.291.651,88	8.500.758,00	6.000.000,00	55.235.351,46		

(*) Custos da setorização consideram a separação física das redes de distribuição e instalação de macromedidores, válvulas redutoras de pressão e demais acessórios necessários para controle e medição. Os investimentos são previstos de forma distribuída nos primeiros 5 anos do horizonte de estudo.



Plano Municipal de Saneamento Básico - Orlandia/SP
Sistema de Esgotamento Sanitário
Critérios e Custos Unitários

CUSTOS UNITÁRIOS - ELEVATÓRIAS	
Potência	Custo unitário
até 15	250.000,00
20	280.000,00
25	290.000,00
30	350.000,00
40	420.000,00
50	480.000,00
60	720.000,00
75	970.000,00
100	1.100.000,00
125	1.200.000,00
150	1.250.000,00
200	1.400.000,00

CUSTOS UNITÁRIOS - COLETORES TRONCO		
Diâmetro (mm)	Material	Custo
200	PVC	250,00
250	PVC	320,00
300	PVC	400,00
400	concreto	450,00
500	concreto	550,00
1.200	concreto	2.100,00

CUSTOS UNITÁRIOS - LINHAS DE RECALQUE		
Diâmetro (mm)	Material	Custo
50	F°F°	130,00
80	F°F°	270,00
100	F°F°	300,00
150	F°F°	352,00
200	F°F°	427,00
250	F°F°	494,00
300	F°F°	597,00
400	F°F°	817,00
500	F°F°	1.000,00

CRITÉRIOS:

REDES	Adotou-se:	R\$ (m)
Rede de esgoto	Ø médio 200 mm PVC	460,00

LIGAÇÕES	Adotou-se:	R\$ (unidade)
Ligações de esgoto	50% passeio 50% eixo	440,00

Plano Municipal de Saneamento Básico - Orândia/SP
Sistema de Esgotamento Sanitário
Custos de Implantação de Afastamento e Tratamento

1 - Custo de Afastamento

1.1 - Coletor Jd Timboré

D = 150 mm

L = 2.295 m

Custo = R\$ 573.750,00

1.2 - Coletor área de expansão no entorno da rodovia Anhanquera

D = 150 mm

L = 2.350 m

Custo = R\$ 587.500,00

2 - Tratamento

Custo de implantação = R\$ 23.600.000,00

Plano Municipal de Saneamento Básico - Orlandia/SP
Sistema de Esgotamento Sanitário
Cronograma de Investimentos (implantação)

Ano	Custos Intervenções			TOTAL (R\$)
	1.1	1.2	2	
2015	R\$ 573.750,00		R\$ 9.204.000,00	R\$ 9.777.750,00
2016			R\$ 6.136.000,00	R\$ 6.136.000,00
2017				
2018				
2019				
2020			R\$ 8.260.000,00	R\$ 8.260.000,00
2021				
2022				
2023				
2024				
2025				
2026				
2027				
2028				
2029				
2030				
2031				
2032				
2033				
2034				
2035		R\$ 587.500,00		R\$ 587.500,00
2036				
2037				
2038				
2039				
2040				
2041				
2042				
2043				
2044				
2045				
TOTAL	R\$ 573.750,00	R\$ 587.500,00	R\$ 23.600.000,00	R\$ 24.761.250,00

Plano Municipal de Saneamento Básico - Orlândia/SP
Sistema de Esgotamento Sanitário
Custo de manutenção da rede coletora de esgoto

REDE DE ESGOTO						
ANO	Índice Rede (m/hab)	População (hab)	Extensão (m/ano)	Rede nova (m/ano) (*)	Substituição redes (m/ano) (**)	Custo (R\$/ano)
2015	3,50	43.267	151.435	0	760	349.600,00
2016	3,50	43.739	153.087	165	760	425.625,64
2017	3,50	44.211	154.740	165	760	425.617,69
2018	3,50	44.679	156.378	164	760	424.947,16
2019	3,50	45.143	158.001	162	760	424.276,62
2020	3,50	45.600	159.600	160	760	423.145,88
2021	3,50	46.058	161.204	160	760	423.395,75
2022	3,50	46.510	162.784	158	760	422.265,01
2023	3,50	46.957	164.349	157	760	421.594,48
2024	3,50	47.400	165.900	155	760	420.923,94
2025	3,50	47.834	167.419	152	380	244.694,81
2026	3,50	48.273	168.957	154	380	245.541,46
2027	3,50	48.704	170.464	151	380	244.112,33
2028	3,50	49.130	171.956	149	380	243.441,80
2029	3,50	49.552	173.433	148	380	242.771,26
2030	3,50	49.975	174.913	148	380	242.834,15
2031	3,50	50.384	176.345	143	380	240.696,77
2032	3,50	50.794	177.779	143	380	240.759,65
2033	3,50	51.200	179.198	142	380	240.089,12
2034	3,50	51.601	180.603	140	380	239.418,58
2035	3,50	52.025	182.088	148	380	243.085,88
2036	3,50	52.391	183.369	128	380	233.739,68
2037	3,50	52.780	184.730	136	380	237.406,97
2038	3,50	53.165	186.076	135	380	236.736,44
2039	3,50	53.545	187.408	133	380	236.065,90
2040	3,50	53.982	188.937	153	380	245.128,01
2041	3,50	54.294	190.028	109	380	224.992,19
2042	3,50	54.662	191.316	129	380	234.054,29
2043	3,50	55.026	192.590	127	380	233.383,76
2044	3,50	55.385	193.849	126	380	232.713,22
2045	3,50	55.843	195.451	160	380	248.477,54
SUBTOTAL				4.402	15.580	9.191.536,00

(*) Adota-se que 10 % das redes novas serão de responsabilidade do DAE

(**) Adota-se:

Substituição de 10% da rede existente (15 km)

50% nos próximos 10 anos

50% nos 20 anos seguintes

Plano Municipal de Saneamento Básico - Orlandia/SP

Sistema de Esgotamento Sanitário

Custo de manutenção das ligações de esgoto

LIGAÇÕES DE ESGOTO						
ANO	hab/domicilio	População (hab)	Numero ligações (un/ano)	Novas ligações (un/ano)	Substituição de ligações (un/ano) (*)	Custo (R\$/ano)
2015	3,30	43.267	13.111			
2016	3,30	43.739	13.254	14	70	37.096,12
2017	3,30	44.211	13.397	14	70	37.095,46
2018	3,30	44.679	13.539	14	70	37.039,93
2019	3,30	45.143	13.680	14	70	36.984,40
2020	3,30	45.600	13.818	14	70	36.890,76
2021	3,30	46.058	13.957	14	70	36.911,45
2022	3,30	46.510	14.094	14	70	36.817,81
2023	3,30	46.957	14.229	14	70	36.762,28
2024	3,30	47.400	14.364	13	70	36.706,74
2025	3,30	47.834	14.495	13	70	36.588,39
2026	3,30	48.273	14.628	13	35	21.258,51
2027	3,30	48.704	14.759	13	35	21.140,15
2028	3,30	49.130	14.888	13	35	21.084,62
2029	3,30	49.552	15.016	13	35	21.029,09
2030	3,30	49.975	15.144	13	35	21.034,30
2031	3,30	50.384	15.268	12	35	20.857,29
2032	3,30	50.794	15.392	12	35	20.862,50
2033	3,30	51.200	15.515	12	35	20.806,97
2034	3,30	51.601	15.637	12	35	20.751,44
2035	3,30	52.025	15.765	13	35	21.055,15
2036	3,30	52.391	15.876	11	35	20.281,13
2037	3,30	52.780	15.994	12	35	20.584,84
2038	3,30	53.165	16.110	12	35	20.529,31
2039	3,30	53.545	16.226	12	35	20.473,78
2040	3,30	53.982	16.358	13	35	21.224,27
2041	3,30	54.294	16.453	9	35	19.556,70
2042	3,30	54.662	16.564	11	35	20.307,19
2043	3,30	55.026	16.674	11	35	20.251,66
2044	3,30	55.385	16.783	11	35	20.196,13
2045	3,30	55.843	16.922	14	35	21.501,66
TOTAL				381	1.400	783.680,00

(*) Adota-se:

10% das novas ligações serão de responsabilidade do DAE

Substituição de 10 % das ligações existentes (1400 ligações)

50 % dos investimentos nos primeiros 10 anos do horizonte de projeto

50 % distribuído ao longo dos 20 anos restantes

Plano Municipal de Saneamento Básico - Orlândia/SP
Sistema de Esgotamento Sanitário
Custo de reposição e manutenção de equipamentos

Critérios adotados:

Manutenção:

Adota-se uma verba anual equivalente a 1 % do custo dos equipamentos existentes em cada unidade de afastamento e tratamento

Reposição:

Adota-se o critério de reposição dos equipamentos a cada 20 anos.

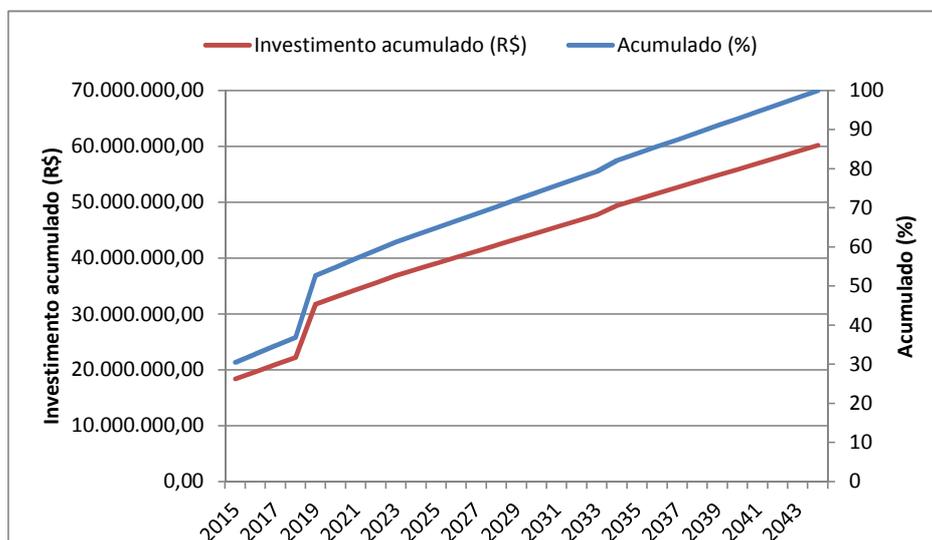
Como as reposições não deverão ocorrer de forma simultânea, adota-se o critério de considerar um custo anual equivalente a 5 % do valor dos equipamentos.

Unidade	Custo Equipamentos
ETE	R\$ 13.700.000,00
TOTAL	R\$ 13.700.000,00

ANO	MANUTENÇÃO	REPOSIÇÃO	TOTAL
2015	137.000,00	685.000,00	822.000,00
2016	137.000,00	685.000,00	822.000,00
2017	137.000,00	685.000,00	822.000,00
2018	137.000,00	685.000,00	822.000,00
2019	137.000,00	685.000,00	822.000,00
2020	137.000,00	685.000,00	822.000,00
2021	137.000,00	685.000,00	822.000,00
2022	137.000,00	685.000,00	822.000,00
2023	137.000,00	685.000,00	822.000,00
2024	137.000,00	685.000,00	822.000,00
2025	137.000,00	685.000,00	822.000,00
2026	137.000,00	685.000,00	822.000,00
2027	137.000,00	685.000,00	822.000,00
2028	137.000,00	685.000,00	822.000,00
2029	137.000,00	685.000,00	822.000,00
2030	137.000,00	685.000,00	822.000,00
2031	137.000,00	685.000,00	822.000,00
2032	137.000,00	685.000,00	822.000,00
2033	137.000,00	685.000,00	822.000,00
2034	137.000,00	685.000,00	822.000,00
2035	137.000,00	685.000,00	822.000,00
2036	137.000,00	685.000,00	822.000,00
2037	137.000,00	685.000,00	822.000,00
2038	137.000,00	685.000,00	822.000,00
2039	137.000,00	685.000,00	822.000,00
2040	137.000,00	685.000,00	822.000,00
2041	137.000,00	685.000,00	822.000,00
2042	137.000,00	685.000,00	822.000,00
2043	137.000,00	685.000,00	822.000,00
2044	137.000,00	685.000,00	822.000,00
2045	137.000,00	685.000,00	822.000,00
TOTAL	4.247.000,00	21.235.000,00	25.482.000,00

Plano Municipal de Saneamento Básico - Orlandia/SP
Sistema de Esgotamento Sanitário
Custos totais para o Sistema de Esgotamento Sanitário

ANO	AFASTAMENTO, ELEVATÓRIA E TRATAMENTO	MANUTENÇÃO E REPOSIÇÃO EQUIPAMENTOS	REDE	LIGAÇÕES	TOTAL	ACUMULADO	%
2015	9.777.750,00	822.000,00	349.600,00	0,00	10.949.350,00	10.949.350,00	18
2016	6.136.000,00	822.000,00	425.625,64	37.096,12	7.420.721,76	18.370.071,76	31
2017		822.000,00	425.617,69	37.095,46	1.284.713,16	19.654.784,92	33
2018		822.000,00	424.947,16	37.039,93	1.283.987,09	20.938.772,01	35
2019		822.000,00	424.276,62	36.984,40	1.283.261,02	22.222.033,03	37
2020	8.260.000,00	822.000,00	423.145,88	36.890,76	9.542.036,64	31.764.069,67	53
2021		822.000,00	423.395,75	36.911,45	1.282.307,20	33.046.376,87	55
2022		822.000,00	422.265,01	36.817,81	1.281.082,82	34.327.459,69	57
2023		822.000,00	421.594,48	36.762,28	1.280.356,75	35.607.816,44	59
2024		822.000,00	420.923,94	36.706,74	1.279.630,69	36.887.447,13	61
2025		822.000,00	244.694,81	36.588,39	1.103.283,20	37.990.730,33	63
2026		822.000,00	245.541,46	21.258,51	1.088.799,97	39.079.530,30	65
2027		822.000,00	244.112,33	21.140,15	1.087.252,49	40.166.782,79	67
2028		822.000,00	243.441,80	21.084,62	1.086.526,42	41.253.309,21	69
2029		822.000,00	242.771,26	21.029,09	1.085.800,35	42.339.109,56	70
2030		822.000,00	242.834,15	21.034,30	1.085.868,44	43.424.978,00	72
2031		822.000,00	240.696,77	20.857,29	1.083.554,06	44.508.532,06	74
2032		822.000,00	240.759,65	20.862,50	1.083.622,15	45.592.154,21	76
2033		822.000,00	240.089,12	20.806,97	1.082.896,08	46.675.050,29	78
2034		822.000,00	239.418,58	20.751,44	1.082.170,02	47.757.220,31	79
2035	587.500,00	822.000,00	243.085,88	21.055,15	1.673.641,02	49.430.861,33	82
2036		822.000,00	233.739,68	20.281,13	1.076.020,81	50.506.882,14	84
2037		822.000,00	237.406,97	20.584,84	1.079.991,82	51.586.873,96	86
2038		822.000,00	236.736,44	20.529,31	1.079.265,75	52.666.139,71	87
2039		822.000,00	236.065,90	20.473,78	1.078.539,68	53.744.679,39	89
2040		822.000,00	245.128,01	21.224,27	1.088.352,27	54.833.031,67	91
2041		822.000,00	224.992,19	19.556,70	1.066.548,89	55.899.580,56	93
2042		822.000,00	234.054,29	20.307,19	1.076.361,48	56.975.942,04	95
2043		822.000,00	233.383,76	20.251,66	1.075.635,41	58.051.577,45	96
2044		822.000,00	232.713,22	20.196,13	1.074.909,35	59.126.486,80	98
2045		822.000,00	248.477,54	21.501,66	1.091.979,20	60.218.466,00	100
TOTAL	24.761.250,00	25.482.000,00	9.191.536,00	783.680,00	60.218.466,00		

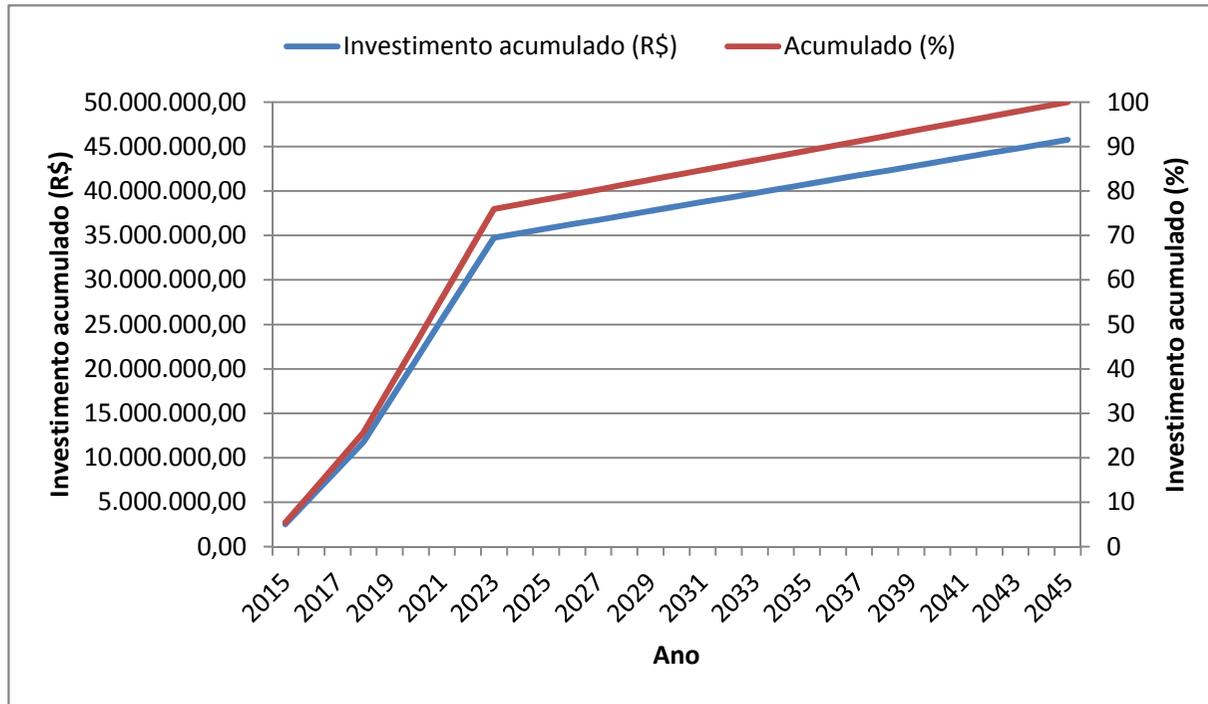


Revisão do Plano de Saneamento - Orlandia /SP

Sistema de Macro drenagem

Custos totais para o Sistema de Macro drenagem

ANO	RECOMPOSIÇÃO CANAL	IMPLANTAÇÃO GALERIAS DE ÁGUAS PLUVIAIS	CANALIZAÇÃO	MANUTENÇÃO CANAIS	TOTAL	ACUMULADO	%
2015	2.000.000,00			500.000,00	2.500.000,00	2.500.000,00	5
2016		2.587.333,33		500.000,00	3.087.333,33	5.587.333,33	12
2017		2.587.333,33		500.000,00	3.087.333,33	8.674.666,67	19
2018		2.587.333,33		500.000,00	3.087.333,33	11.762.000,00	26
2019			4.100.000,00	500.000,00	4.600.000,00	16.362.000,00	36
2020			4.100.000,00	500.000,00	4.600.000,00	20.962.000,00	46
2021			4.100.000,00	500.000,00	4.600.000,00	25.562.000,00	56
2022			4.100.000,00	500.000,00	4.600.000,00	30.162.000,00	66
2023			4.100.000,00	500.000,00	4.600.000,00	34.762.000,00	76
2024				500.000,00	500.000,00	35.262.000,00	77
2025				500.000,00	500.000,00	35.762.000,00	78
2026				500.000,00	500.000,00	36.262.000,00	79
2027				500.000,00	500.000,00	36.762.000,00	80
2028				500.000,00	500.000,00	37.262.000,00	81
2029				500.000,00	500.000,00	37.762.000,00	83
2030				500.000,00	500.000,00	38.262.000,00	84
2031				500.000,00	500.000,00	38.762.000,00	85
2032				500.000,00	500.000,00	39.262.000,00	86
2033				500.000,00	500.000,00	39.762.000,00	87
2034				500.000,00	500.000,00	40.262.000,00	88
2035				500.000,00	500.000,00	40.762.000,00	89
2036				500.000,00	500.000,00	41.262.000,00	90
2037				500.000,00	500.000,00	41.762.000,00	91
2038				500.000,00	500.000,00	42.262.000,00	92
2039				500.000,00	500.000,00	42.762.000,00	93
2040				500.000,00	500.000,00	43.262.000,00	95
2041				500.000,00	500.000,00	43.762.000,00	96
2042				500.000,00	500.000,00	44.262.000,00	97
2043				500.000,00	500.000,00	44.762.000,00	98
2044				500.000,00	500.000,00	45.262.000,00	99
2045				500.000,00	500.000,00	45.762.000,00	100
TOTAL	2.000.000,00	7.762.000,00	20.500.000,00	15.500.000,00	45.762.000,00		



ANEXO 4: DESENHOS



Legenda

 Zonas Homogêneas para estudo demográfico



Sistema de Projeção: SAD69



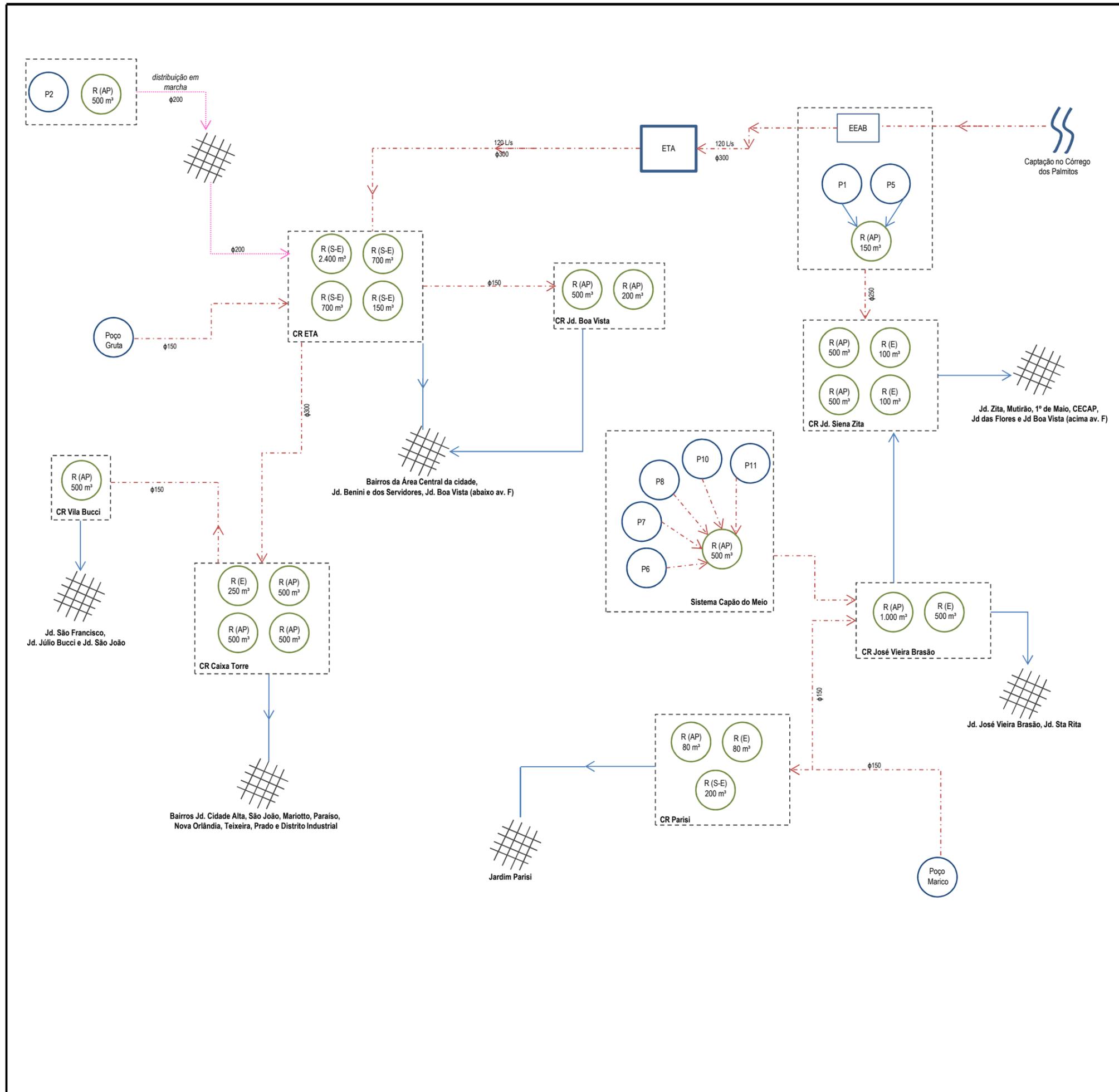
Prefeitura Municipal de Orlandia/SP

Plano Municipal de Saneamento Básico

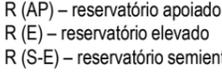
EXECUTADO **ESA** ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL
 AV. SÃO CARLOS, 2.205 CONJ. 203 CEP 13560-900 FONE/FAX (16) 3371.1459 SÃO CARLOS - SP

DESENHO **Zonas Homogêneas** FOLHA NR. **01**

REVISÃO	DATA Fevereiro/2014	ESCALA 1 : 20.000	ENGENHEIRO BENEDITO A. SANTOS RODRIGUES CREA N. 0600500000
---------	------------------------	----------------------	--



Legenda

-  Reservatório existente
-  R (AP) – reservatório apoiado
-  R (E) – reservatório elevado
-  R (S-E) – reservatório semienterrado
-  Poço existente
-  Linha de abastecimento (gravidade)
-  Linha de recalque
-  Distribuição em marcha

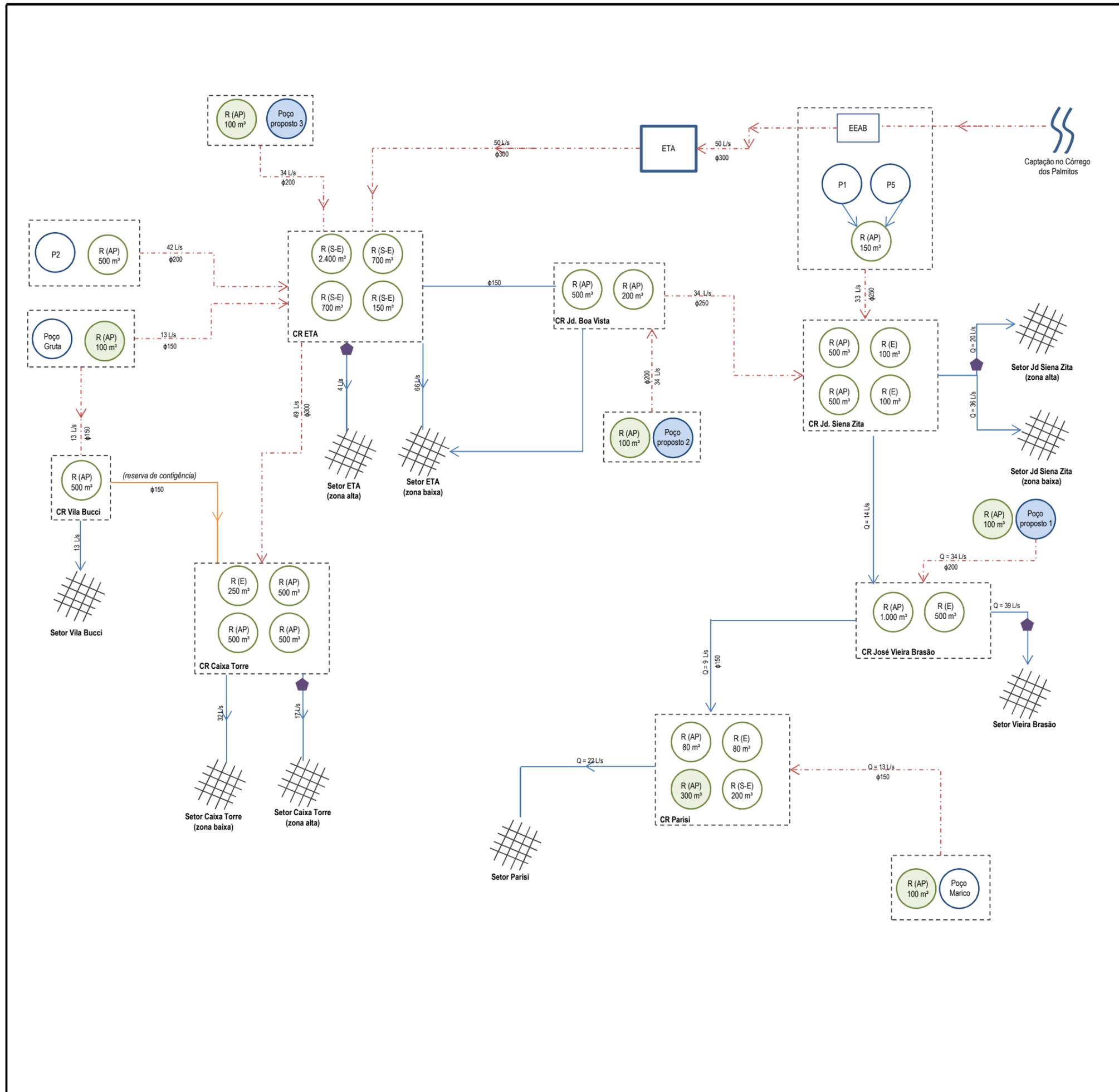


Prefeitura Municipal de Orlandia/SP
Plano Municipal de Saneamento Básico

EXECUTADO **ESA ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL**
 Av. SÃO CARLOS, 2.205 CONJ. 203 CEP 13560-900 FONE/FAX (16) 3371.1459 SÃO CARLOS - SP

DESENHO Fluxograma do Sist. de Abastecimento de Água (atual) FOLHA NR. 02

REVISÃO	DATA	ESCALA	ENGENHEIRO
	Fevereiro/2014	SEM ESCALA	BENEDITO A. SANTOS RODRIGUES CREA N. 0600500000



Legenda

-  Reservatório existente
-  Reservatório proposto
 - R (AP) – reservatório apoiado
 - R (E) – reservatório elevado
 - R (S-E) – reservatório semienterrado
-  Poço existente
-  Poço proposto
-  Linha de abastecimento (gravidade)
-  Linha de recalque
-  Linha para manobras emergenciais
-  *Booster*

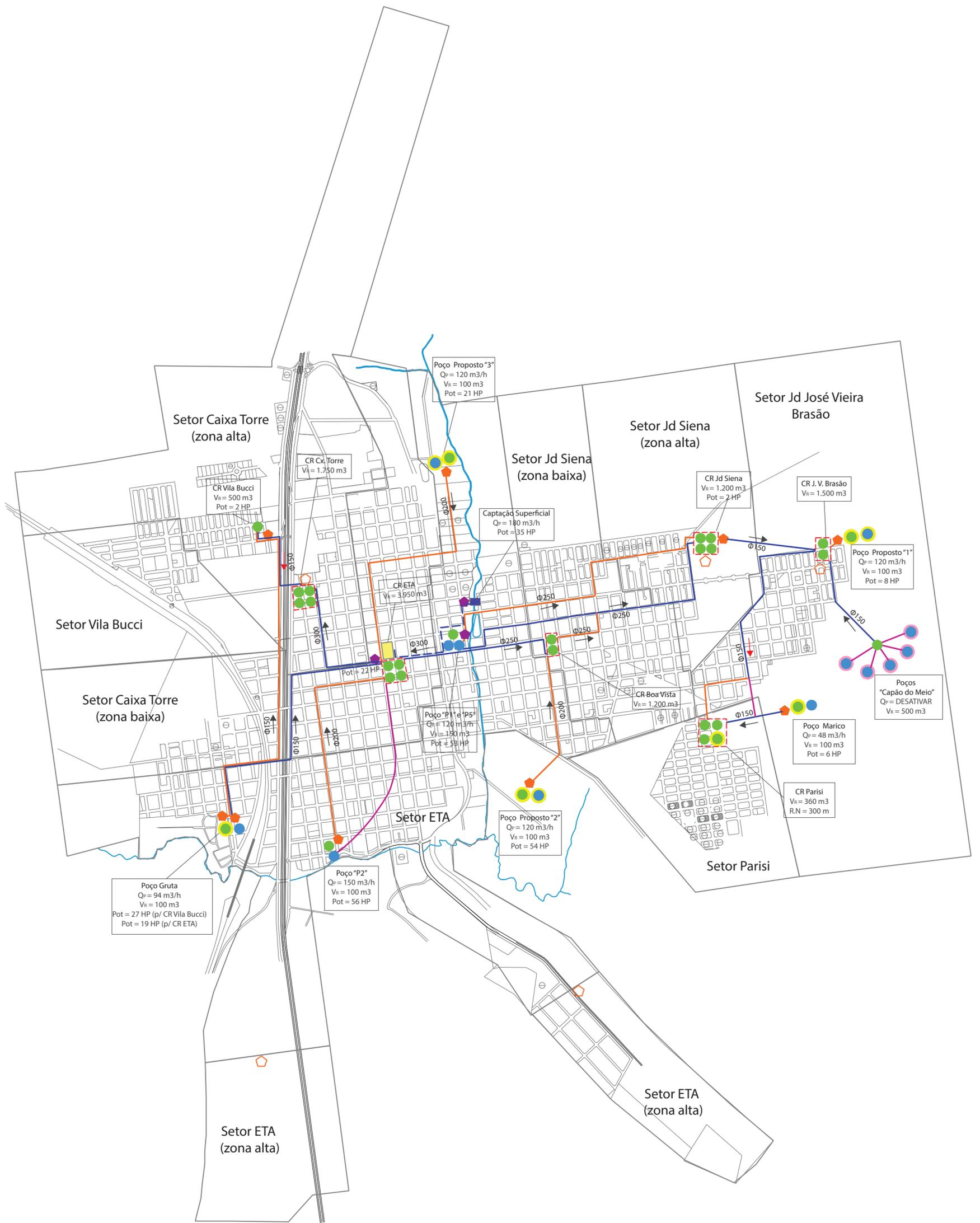


**Prefeitura Municipal
de Orlandia/SP**
Plano Municipal de Saneamento Básico

EXECUTADO **ESA** ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL
Av. SÃO CARLOS, 2.205 CONJ. 203 CEP 13560-900 FONE/FAX (16) 3371.1459 SÃO CARLOS - SP

DESENHO Fluxograma do Sist. de Abastecimento de Água (proposta) FOLHA NR. **03**

REVISÃO	DATA	ESCALA	ENGENHEIRO
	Fevereiro/2014	SEM ESCALA	BENEDITO A. SANTOS RODRIGUES CREA N. 0600500000



Legenda

- Poço
- Poço a ser desativado
- Poço proposto
- Reservatório
- Reservatório proposto
- Estação de Tratamento de Água (ETA)
- ◆ Estações elevatórias a serem readequadas
- ◆ Estações elevatórias propostas
- ◆ Boosters propostos
- ◆ Captação de água superficial
- Delimitação zonas de abastecimento
- Inversões de fluxo em adutoras existentes
- Adutoras existentes
- Adutora existente (água bruta)
- Adutoras a serem desativadas
- Adutoras propostas
- Centros de reservação
- Rodovia Anhanguera

Prefeitura Municipal de Orlandia/SP Plano Municipal de Saneamento Básico			
EXECUTADO		ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL <small>AV. SÃO CARLOS, 2.205 CONJ. 203 CEP 13560-900 FONE/FAX (16) 3371.1459 SÃO CARLOS - SP</small>	
DESENHO		FOLHA NR. 04	
REVISÃO		DATA	ENGENHEIRO
		Fevereiro/2014	BENEDITO A. SANTOS RODRIGUES CREA N. 0600500000
		ESCALA	1 : 20.000



Legenda

- Interceptores existentes
- Interceptores propostos
- ETE existente
- ETE (novos módulos)
- Rodovia Anhanguera
- Perímetro urbano (agosto 2013)



Sistema de Projeção: SAD69



Prefeitura Municipal de Orlandia/SP
Plano Municipal de Saneamento Básico

EXECUTADO **ESA** ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL
 AV. SÃO CARLOS, 2.205 CONJ. 203 CEP 13560-900 FONE/FAX (16) 3371.1459 SÃO CARLOS - SP

DESENHO **Sistema de esgotamento sanitário** FOLHA NR. **05**

REVISÃO	DATA Fevereiro/2014	ESCALA 1 : 20.000	ENGENHEIRO BENEDITO A. SANTOS RODRIGUES CREA N. 0600500000
---------	------------------------	----------------------	--



Legenda

- Pontos visitados
- Captação de água superficial
- Galerias de águas pluviais propostas
- - - Área de drenagem para as galerias
- APP a ser recomposta
- Canal a ser recomposto
- Trecho a ser canalizado
- Rodovia Anhanguera
- - - Perímetro urbano (agosto 2013)



Sistema de Projeção: SAD69



Prefeitura Municipal de Orlandia/SP
Plano Municipal de Saneamento Básico

EXECUTADO **ESA** **ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL**
 AV. SÃO CARLOS, 2.205 CONJ. 203 CEP 13560-900 FONE/FAX (16) 3371.1459 SÃO CARLOS - SP

DESENHO **Sistema Drenagem e Manejo de Águas Pluviais**

FOLHA NR. **06**

REVISÃO	DATA Janeiro/2014	ESCALA 1 : 20.000	ENGENHEIRO BENEDITO A. SANTOS RODRIGUES CREA N. 0600500000
---------	----------------------	----------------------	--