

2021

MEMORIAL DESCRITIVO E DE CÁLCULO

ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA – ETA BARRA DO PARI – VG/MT



| | |
|---------|------------|
| Revisão | R02 |
| Data | 16/12/2021 |



SUMÁRIO

| | |
|---|----|
| 1. INFORMAÇÕES GERAIS..... | 5 |
| 1.1. IDENTIFICAÇÃO DO REQUERENTE..... | 5 |
| 1.2. IDENTIFICAÇÃO DO EMPREENDIMENTO | 5 |
| 1.3. RESPONSÁVEL PELA ELABORAÇÃO DESTE DOCUMENTO | 5 |
| 2. APRESENTAÇÃO..... | 6 |
| 2.1. CONCEPÇÃO GERAL | 7 |
| 2.2. CÁLCULO POPULACIONAL | 11 |
| 2.3. POPULAÇÃO QUE SERÁ ATENDIDA PELA NOVA ESTRUTURA – EQUIVALENTE POPULACIONAL | 15 |
| 3. MEMORIAL DESCRITIVO | 17 |
| 3.1. SISTEMA DE TRATAMENTO DE ÁGUA PROPOSTO | 17 |
| 2.1.1 Fluxograma do Sistema de Abastecimento de Água | 18 |
| 3.2. AS ETAPAS | 19 |
| 3.2.1 Captação de Água Bruta e Adução | 19 |
| 3.2.2 Estação de Tratamento de Água | 19 |
| 3.2.3 Casa de Química..... | 22 |
| 3.2.4 Sistema de Tratamento de Efluentes..... | 22 |
| 3.2.5 Reservatórios..... | 23 |
| 3.3. CRITÉRIOS GERAIS DE PROJETO | 24 |
| 3.3.1 Velocidades Mínimas e Máximas | 24 |
| 4. MEMORIAL DE CÁLCULO – DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA DE ABASTECIMENTO | 25 |
| 4.1. ESTIMATIVA DAS VAZÕES..... | 25 |
| 4.2. CAPTAÇÃO DE ÁGUA BRUTA..... | 25 |
| 4.2.1. Diâmetro Econômico | 25 |
| 4.2.2 Velocidade Máxima..... | 26 |
| 4.2.3 Perda de Carga Unitária (J)..... | 26 |
| 4.2.4 Tipo de Captação | 27 |
| 4.3. RESERVATÓRIO DE ÁGUA TRATADA..... | 27 |
| 4.4. MEDIÇÃO DA VAZÃO E MISTURA RÁPIDA DO COAGULANTE | 27 |
| 4.5. FLOCULAÇÃO..... | 29 |
| 4.5.1 Floculador Tipo Turbina com Fluxo Axial:..... | 29 |
| 4.5.2 Floculador Mecânico do Tipo Paletas Verticais, Paralelas ao Eixo: | 31 |
| 4.5.3 Floculadores do Tipo Paletas Verticais..... | 33 |
| 4.5.4 Floculador Mecânico do Tipo Paletas Verticais, paralelas ao Eixo..... | 33 |
| 4.6. SEDIMENTAÇÃO DE ALTA TAXA ENTRE PLACAS PLANAS PARALELAS - $Q = 250 \text{ L/s}$ | 36 |
| 4.6.1 Três Decantadores de Alta Taxa $Q = 250 \text{ L/S}$ ou $7200 \text{ M}^3/\text{Dia}$ | 37 |
| 4.7. DISTRIBUIÇÃO DA ÁGUA FLOCULADA SOB AS PLACAS OU DUTOS | 38 |
| 4.8. DIMENSÃO DO CANAL CENTRAL DISTRIBUIDOR DA ÁGUA FLOCULADA..... | 38 |
| 4.9. COLETA DE ÁGUA DECANTADA..... | 39 |
| 4.10. DESCARGA DO LODO NO FUNDO DOS DECANTADORES..... | 39 |
| 4.11. SISTEMA DE TRATAMENTO DE EFLUENTES – CASA DE QUÍMICA | 40 |
| 2.1.2 Tanque Séptico | 40 |
| 2.1.3 Filtro anaeróbio | 40 |
| 2.1.4 Sumidouro | 41 |
| 5. FILTRAÇÃO DE ALTA TAXA | 42 |
| 5.1. FILTRO DE DUPLA CAMADA FILTRANTE..... | 42 |
| 5.2. SISTEMA DE REAPROVEITAMENTO DE ÁGUA DE LAVAGEM (SRAL)..... | 44 |
| 6. CAIXA DUPLA DE CONTROLE PARA DOIS FILTROS | 46 |



EXCELÊNCIA ENGENHARIA E MEIO AMBIENTE LTDA - EPP

Projetos de Engenharia, Consultoria, Licenciamento Ambiental e
Construção Civil em Geral

| | |
|--|----|
| 7. DESINFECÇÃO | 46 |
| 8. CONSUMO DE SULFATO DE ALUMÍNIO | 47 |
| 9. CONSUMO DE CAL HIDRATADA | 47 |
| 10. CONSUMO DE POLÍMERO ANIÔNICO | 48 |
| 11. CÁLCULO DE PERDA DE CARGA NAS ADUTORAS | 48 |
| 12. DIMENSIONAMENTO DAS ADUTORAS E BOMBEADORES | 49 |
| 12.1. CAPTAÇÃO E ADUTORA DE ÁGUA BRUTA | 49 |
| 12.2. RETROLAVAGEM | 55 |
| 12.3. RECALQUE RAP ETA – RAP FLORAIS | 59 |
| 11.2.2 Perda De Carga Câmara De Nível - Reservatório | 63 |
| 12.4. DIMENSIONAMENTO DA REDE UTILIZANDO O PROGRAMA CREDE | 64 |
| 12.4.1. ARQUIVO BASE PARA O PROJETO | 64 |
| 12.4.2. ELABORAÇÃO DO TRAÇADO DA REDE | 64 |
| 12.4.3. INSERÇÃO DE DADOS PARA O CÁLCULO DA VAZÃO | 65 |
| 12.4.4. INSERÇÃO DE DADOS PARA O DIMENSIONAMENTO DA TUBULAÇÃO | 65 |
| 12.4.5. INSERÇÃO DE DADOS PARA O LEVANTAMENTO DE QUANTITATIVOS | 66 |
| 12.4.6. O DIMENSIONAMENTO | 67 |
| 12.4.7. RESULTADOS | 68 |
| 12.5. DIMENSIONAMENTO DAS PERDAS DE CARGAS NAS ADUTORAS | 69 |
| 12.5.1. PERDA DE CARGA CAPTAÇÃO – ETA | 69 |
| 12.5.2. 11.2.2.1 PERDA DE CARGA RESERVATÓRIO ETA - RESERVATÓRIO FLORAIS | 70 |
| 12.5.3. 11.2.2.2 PERDA DE CARGA RESERVATÓRIO FLORAIS – SUBADUTORA (JUAREZ) | 70 |
| 12.5.4. 11.2.2.3 PERDA DE CARGA RESERVATÓRIO FLORAIS – SUBADUTORA (M. ANDREAZZA) | 71 |
| 13. ANEXOS | 71 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| FIGURA 1 - MAPA MOSTRANDO A ÁREA DE ABRANGÊNCIA DO PROJETO | 7 |
| FIGURA 2 - CURVAS DE TENDÊNCIA DE CRESCIMENTO DOS MUNICÍPIOS | 13 |
| FIGURA 3 - FLUXOGRAMA DO MÉTODO DE CÁLCULO SRAL | 45 |
| FIGURA 4: IMAGENS ILUSTRATIVAS DE BAGS PARA DESIDRATAÇÃO DE LODO. | 45 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|--|----|
| TABELA 1 - TAXA MÉDIA GEOMÉTRICA DE INCREMENTO DA POPULAÇÃO RESIDENTE, POR SITUAÇÃO DO DOMICÍLIO, SEGUNDO DÉCADAS – MATO GROSSO – 1940 – 2000 | 10 |
| TABELA 2 - COMPARAÇÃO DO CRESCIMENTO POPULAÇÃO DE VÁRZEA GRANDE | 12 |



EXCELÊNCIA ENGENHARIA E MEIO AMBIENTE LTDA - EPP

Projetos de Engenharia, Consultoria, Licenciamento Ambiental e
Construção Civil em Geral

| | |
|---|-----------|
| TABELA 3 - TAXAS MÉDIAS DE CRESCIMENTO POPULACIONAL..... | 12 |
| TABELA 4 - RESUMO DAS TAXAS DE CRESCIMENTO VÁRZEA GRANDE – MT..... | 14 |
| TABELA 5 - CRESCIMENTO POPULACIONAL DE VÁRZEA GRANDE – MT | 14 |
| TABELA 6 – INFORMAÇÕES DA CALHA PARSHALL..... | 28 |
| TABELA 7 - DETERMINAÇÃO DO ORIFÍCIO DE ÁGUA FLOCULADA | 38 |



EXCELÊNCIA ENGENHARIA E MEIO AMBIENTE LTDA - EPP
Projetos de Engenharia, Consultoria, Licenciamento Ambiental e Construção
Civil em Geral

1. INFORMAÇÕES GERAIS

1.1. IDENTIFICAÇÃO DO REQUERENTE

Requerente: DAE – DEPARTAMENTO DE ÁGUA E ESGOTO DE VÁRZEA GRANDE
CNPJ: 02.555.079/0001-42
Endereço: Av. Gov. Júlio Campos, 2599, Bairro Jardim dos Estados,
CEP 74.150-000
Município/UF: Várzea Grande/MT

1.2. IDENTIFICAÇÃO DO EMPREENDIMENTO

Assunto: Memorial Descritivo do Sistema de Abastecimento de Água
Empreendimento: ETA – BARRA DO PARI
Endereço: Estrada da passagem da Conceição, S/N
Município/UF: Várzea Grande-MT
Coordenadas: Latitude: 15°35'26.61"S// Longitude: 56° 8'44.34"O

1.3. RESPONSÁVEL PELA ELABORAÇÃO DESTE DOCUMENTO

Empresa: EXCELÊNCIA ENGENHARIA E MEIO AMBIENTE - EPP
CNPJ: 00.564.373/0001-95
Endereço: Rua José de Alencar, N° 15 – Bairro Santa Cruz I
Município/UF: Cuiabá/MT
Responsável: Fernando dos Santos Sanches
CREA/RN: 1211025730
Fone: (65) 3055-0566
E-Mail: contato@excelenciaeng.com.br



2. APRESENTAÇÃO

O presente memorial visa apresentar a solução para o abastecimento de água potável para a região do Mirante do Pari, em Várzea Grande, estado de Mato Grosso.

Este projeto de sistema de abastecimento de água está sendo apresentado pois visa atender a necessidade de saneamento básico, em busca de saúde pública para a população e de estar em consonância com a Lei de Saneamento Básico nº 11.445, de 5 de janeiro de 2007, agora alterada pela Lei nº 14.026, de 15 de julho de 2020, a qual estabelece as diretrizes nacionais para o saneamento básico e para a política federal de saneamento básico, onde uma das principais diretrizes é ao abastecimento de água para população, com qualidade compatível com a proteção de sua saúde e em quantidade e regularidade suficiente para a garantia de condições básicas de conforto.

O limite de abrangência do projeto foi definido com base na planta de integração urbana da Comunidade na região do “Mirante do Pai”.

O objetivo principal é promover o abastecimento com água potável para a população, através de sistema de captação, adução, tratamento, reservação e distribuição de água para a população. Sendo assim, este projeto tem por finalidade apresentar o projeto de Implantação do Sistema de Abastecimento de Água, com o intuito de atender a saturação urbanística.

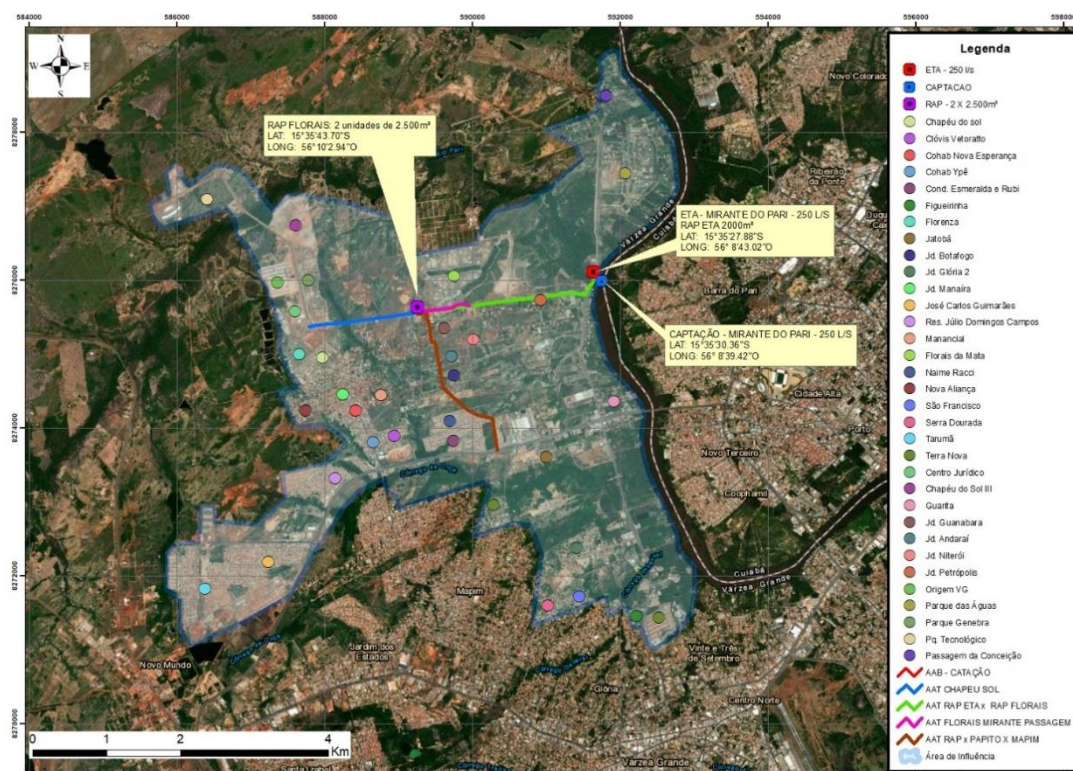


Figura 1 - Mapa mostrando a área de abrangência do projeto

2.1. CONCEPÇÃO GERAL

O crescimento urbano no Brasil tem ocorrido, principalmente, em regiões metropolitanas e em cidades que são polos regionais. As regiões metropolitanas possuem um núcleo principal (cidade primária) com várias cidades vizinhas (cidades secundárias). O crescimento do núcleo tende a ser reduzido com o tempo, enquanto que a periferia cresce de forma acelerada. No Brasil, as cidades com mais de 1 milhão de habitantes crescem à taxa de 0,9 % ao ano, enquanto que cidades centros regionais (100 a 500 mil habitantes) crescem à taxa de 4,8 % (IBGE 1998).

A urbanização no Brasil, bem como em muitos países em desenvolvimento, vem ocorrendo de forma espontânea, apesar existência do Plano Diretor Urbano. O que se observa é uma parte da cidade construída e dirigida, na maioria, dentro de normas e padrões ditados pelos Planos Diretores, chamada aqui de cidade “legal”; e a parte da cidade que se expandiu de forma ilegal pela população de baixa renda, ou seja, geralmente em áreas públicas, ambientalmente sensível e de forma aleatória, sem infraestrutura e com arruamento desordenado, quando existe.

A urbanização aumenta a competição pelos mesmos recursos naturais (ar, água e terra) num pequeno espaço para todas as necessidades humanas de vida, produção e recreação. O



meio ambiente é formado pelo espaço natural e população é um ser vivo e dinâmico com efeitos inter-relacionados, que se não for controlado pode levar a cidade ao caos. No ambiente urbano a força modificadora é a urbanização e esta deve contemplar o abastecimento de água, esgotamento e tratamento de esgoto, drenagem pluvial e o tratamento e destinação adequada dos resíduos sólidos. Eles são componentes de um ambiente urbano sustentável que inclui a conservação ambiental, saúde e aspectos sócios econômicos do desenvolvimento urbano.

Os principais problemas relacionados com o desenvolvimento urbano em países em desenvolvimento são:

- Grande número de pessoas em pequeno espaço com inadequados transportes públicos, água e saneamento, poluição do ar e inundações. Este ambiente inadequado reduz as condições de saúde e a qualidade de vida da população, aumentando os impactos no meio ambiente.
- Aumento dos limites da cidade de forma não controlada devido à migração rural na busca de emprego. Estas ocupações ocorrem em geral em áreas ambientalmente sensíveis, contaminando estas fontes de recursos naturais principalmente pela falta de infraestruturas.
- A Urbanização é espontânea e o planejamento urbano é realizado para a parcela da população com renda média. As ocupações de baixa rendas se desenvolvem de maneira informal, pela invasão de áreas públicas por população pobre ou organizada por especuladores para este tipo de população. Parte das áreas invadidas é de risco de inundação ou de escorregamento.
- O Planejamento Urbano é realizado para a cidade formal, enquanto que a cidade informal é desenvolvida sem controle, em áreas públicas próximas da disponibilidade de serviço para população de baixa renda.
- Limitada capacidade institucional das cidades quanto à legislação, à aplicação da lei, à manutenção e ao suporte técnico-econômico.
- Falta de gestão integrada das águas urbanas: a gestão da infraestrutura de água é realizada de forma totalmente fragmentada, resultando em serviços de baixa qualidade, quando existem.
- A urbanização também aumenta as áreas impermeáveis e a canalização, o que aumenta os picos de cheia e sua frequência para a mesma precipitação. A urbanização também aumenta a velocidade da água e a produção de sedimentos e dos resíduos sólidos que



escoam para a drenagem. Devido à falta de serviços de limpeza e manutenção, estes sólidos produzem redução da capacidade de escoamento e aumentam a poluição devido, também, à lavagem das impurezas das superfícies urbanas.

- Retirada da água subterrânea junto com a redução da infiltração produz o rebaixamento do solo e aumenta as inundações em áreas baixas.
- Saúde da população: alguns dos riscos são: (a) falta de tratamento de efluente e serviços de coleta e a disposição de resíduos sólidos produz uma fonte de contaminação interna na cidade que ajuda a propagar doenças ou epidemias; (b) contaminação das fontes de água como reservatórios por nutrientes, permitindo o desenvolvimento de algas e a toxicidade no abastecimento; e (c) doenças que se propagam por falta de higiene e por meio da água, como dengue, leptospirose, diarreia, hepatite e cólera, entre outras.
- Deterioração do meio ambiente: áreas degradadas por erosão, meio ambiente dos rios e áreas costeiras, diminuindo a capacidade de recuperação destes ambientes devido às altas cargas poluentes.
- Redução da água segura: a falta de água segura leva a população a buscar alternativas que são sempre muito mais caras.

A combinação de todos estes fatores mantém a área urbana em risco. Considerando que a área urbana é o motor econômico do país, esta condição insustentável pode levar a um risco importante para o desenvolvimento do país.

Nos últimos trinta anos, o Brasil sofreu um intenso processo de urbanização. Em 1970, 30,5% da população vivia nas cidades e, em 2000, a população urbana já atingia mais de 80%. Com esse processo de urbanização concentrado e acelerado, diversos problemas surgiram ou se agravaram, tais como, falta de saneamento básico, destinação correta aos resíduos sólidos, poluição, trânsito, violência, além da ocupação desenfreada, pela população de baixa renda, de áreas consideradas ambientalmente frágeis, como as áreas de mananciais, por exemplo. Todos estes problemas contribuem diretamente com a degradação do meio ambiente urbano e, consequentemente, com a degradação da qualidade de vida das pessoas que ali vivem.

Com um território até pouco tempo sem ocupação, o Centro-Oeste passa a ter nas décadas mais recentes uma alta taxa de urbanização. Em 1996 84,42% da sua população era urbana, taxa inferior ao índice da Região Sudeste (89,42%), mas superior ao Sul (77,21%), ao Nordeste (65,21%) e à média brasileira (78,36%).



Apesar do alto índice de urbanização observado, segundo dados do Censo realizado pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) em 2000, o Mato Grosso é um dos Estados com as menores densidades demográficas do Brasil, 2,77 hab./Km², a terceira menor, ficando atrás apenas do Amazonas (1,79 hab./Km²) e Roraima (1,45 hab./Km²), (BRASIL, 2006).

Na Tabela 1, pode-se observar que a partir de 1960, o Mato Grosso apresentou taxas elevadas de crescimento populacional, destacando-se o incremento da população urbana, em especial entre as décadas de 1970/1980.

Tabela 1 - Taxa Média Geométrica de Incremento da População Residente, por Situação do Domicílio, Segundo Décadas – Mato Grosso – 1940 – 2000

| DÉCADAS | URBANA | RURAL | TOTAL |
|-------------|--------|-------|-------|
| 1940 / 1950 | 3,34 | 1,29 | 1,29 |
| 1950 / 1960 | 6,69 | 4,64 | 4,29 |
| 1960 / 1970 | 7,13 | 5,26 | 6,12 |
| 1970 / 1980 | 13,97 | 2,80 | 6,64 |
| 1980 / 1991 | 7,70 | 1,03 | 5,36 |
| 1991/ 2000 | 3,31 | -0,54 | 2,39 |

Localizado na Região Centro-Oeste do país, no Estado do Mato Grosso, o município de Várzea Grande encontra-se em processo de conurbação com a capital do estado Cuiabá.

Neste contexto, os municípios de Várzea Grande e Cuiabá destacam-se pela localização estratégica de seus territórios em relação à localização da rede viária e ao sistema de transporte de escala regional e nacional, situação que, devido às características produtivas da Região Centro– Oeste, transformam este aglomerado urbano numa importante centralidade na rede de cidades do Brasil, além disso, por estar situado no centro geodésico da América do Sul, o aglomerado urbano de Várzea Grande - Cuiabá é um espaço privilegiado para o desenvolvimento de negócios entre o Mato Grosso, os estados brasileiros do centro –sul e os países vizinhos integrantes do Pacto Andino e do Mercosul.

Geograficamente localizado na porção sul do Mato Grosso, o aglomerado urbano é o principal centro polarizador do Estado, articulando-se às demais regiões e desempenhando um papel de centro de comércio e serviços com funções urbanas altamente diversificadas e especializadas, contando com grande quantidade de equipamentos e estabelecimentos de naturezas diversas.

O grau de centralidade deve-se ao fato de que territorialmente, o aglomerado urbano, constitui o principal entroncamento rodoviário que liga o Mato Grosso com o sul, o leste e o



norte do Brasil, bem como à Bolívia, ao Peru, e ainda as principais rodovias estaduais que dão acesso às demais cidades do Mato Grosso tais como a MT – 351, 010, 343, 401 e 050.

A privilegiada situação geopolítica coloca o Aglomerado Urbano Cuiabá – Várzea Grande em situação de principal polo de desenvolvimento para a região noroeste do país, com tendência a um crescimento sustentável, e aperfeiçoamento das atividades de prestação de serviços, comércio atacadista e tecnologia de ponta.

Com o objetivo de promover a integração regional, o Estado do Mato Grosso e os Municípios de Cuiabá e Várzea Grande constituíram, através da aprovação da Lei Complementar Estadual nº 83/2001, um aglomerado urbano. No que concerne à articulação com municípios da região, esta necessidade de integração deriva, fundamentalmente, do fato da municipalidade integrar um aglomerado urbano. Tais características institucionais não exigem apenas um planejamento conjunto da prestação de serviços básicos de saúde e educação, mas também dos serviços de transporte coletivo, de coleta de lixo, saneamento, iluminação pública. Além disso, ressalta-se a necessidade de uma discussão integrada para a elaboração das políticas públicas para habitação, regularização fundiária, geração de emprego e renda, desenvolvimento econômico, dentre outras.

A inexistência de uma articulação estratégica de Várzea Grande com Cuiabá, bem como com os demais municípios da região, pode gerar o risco de que ações isoladas promovidas por essas municipalidades venham a comprometer todo o processo de planejamento.

A forte relação entre Cuiabá e Várzea Grande está relacionada, em especial, à ocupação urbana ocorrida nas margens do Rio Cuiabá, e tal situação obriga que do ponto de vista do planejamento e gestão dos territórios de ambos os municípios, a questão ambiental seja analisada e tratada de forma integrada. (PMSB.VRG, 2014)

2.2. CÁLCULO POPULACIONAL

As taxas de crescimento populacional brasileira e mato-grossense vêm decaindo nas últimas décadas. Os dados demográficos apresentam uma queda na taxa de crescimento populacional de Várzea Grande, que seguem a mesma tendência nacional e estadual.

A Tabela 2 apresenta o crescimento populacional de Várzea Grande e outras cidades de Mato Grosso, bem como do estado e do Brasil, visando uma comparação das taxas de crescimento que são mostradas na Tabela 3.



Tabela 2 - Comparação do Crescimento População de Várzea Grande

| Municípios | População Total (habitantes) / ano | | | | | |
|-----------------------|------------------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| | 1991 | 1996 | 2000 | 2007 | 2010 | 2013 |
| Várzea Grande | 161,958 | 192,643 | 215,298 | 230,307 | 252,596 | 262,880 |
| Cuiabá | 402,813 | 430,212 | 483,346 | 526,830 | 551,098 | 569,830 |
| Rondonópolis | 126,627 | 141,322 | 150,227 | 172,783 | 195,476 | 208,019 |
| Poconé | 29,856 | 30,453 | 30,773 | 31,118 | 31,779 | 32,053 |
| Jaciara | 21,917 | 20,643 | 23,796 | 24,945 | 25,647 | 26,157 |
| Cáceres | 77,540 | 73,004 | 85,857 | 84,175 | 87,942 | 89,683 |
| Campo Verde | 5,975 | 10,651 | 17,221 | 25,924 | 31,589 | 35,578 |
| Chapada dos Guimarães | 12,888 | 14,526 | 15,755 | 17,377 | 17,821 | 18,393 |
| Primavera do Leste | 12,523 | 20,740 | 39,857 | 44,729 | 52,066 | 55,451 |
| Mato Grosso | 2,027,231 | 2,208,665 | 2,504,353 | 2,854,642 | 3,035,122 | 3,182,113 |
| Brasil | 146,825,475 | 156,032,944 | 169,799,170 | 183,987,291 | 190,755,799 | 201,032,714 |

Fonte: IBGE/2013

Tabela 3 - Taxas Médias de Crescimento Populacional

| Municípios | Taxa média de crescimento anual (%) | | | |
|-----------------------|-------------------------------------|-------------|-------------|-------------|
| | 1991 a 1996 | 1996 a 2000 | 2000 a 2010 | 2010 a 2013 |
| Várzea Grande | 3.53 | 2.82 | 1.61 | 1.34 |
| Cuiabá | 1.32 | 2.95 | 1.32 | 1.12 |
| Rondonópolis | 2.22 | 1.54 | 2.67 | 2.09 |
| Poconé | 0.40 | 0.26 | 0.32 | 0.29 |
| Jaciara | -1.19 | 3.62 | 0.75 | 0.66 |
| Cáceres | -1.20 | 4.14 | 0.24 | 0.66 |
| Campo Verde | 12.26 | 12.76 | 6.25 | 4.04 |
| Chapada dos Guimarães | 2.42 | 2.05 | 1.24 | 1.06 |
| Primavera do Leste | 10.62 | 17.74 | 2.71 | 2.12 |
| Mato Grosso | 1.73 | 3.19 | 1.94 | 1.59 |
| Brasil | 1.22 | 2.14 | 1.17 | 1.76 |

O Figura 2 mostra as curvas de tendência de crescimento dos municípios listados, onde se verifica que Várzea Grande segue, realmente, o padrão de crescimento equivalente a Cuiabá.

Durante os anos de 1970 a 1980, o município apresentava taxa de crescimento no valor de 15,56% ao ano.

Os dados de 1991/1996 apresentam uma taxa de 3,53% a.a. Posteriormente, houve uma leve queda dessa taxa com média anual de 2,82%, entre 1996 e 2000. O declínio se acentua no período 2000/2007 passando para 0,97% a.a. Esse decréscimo é compatível com a taxa de crescimento populacional observada no Estado de Mato Grosso no mesmo ano.

Entre os anos de 2000 e 2010 essa taxa de crescimento caiu para 1,61%, acompanhando as taxas de crescimento populacional do Brasil (1,17% a.a.) e de Mato Grosso (1,94 % a.a.).

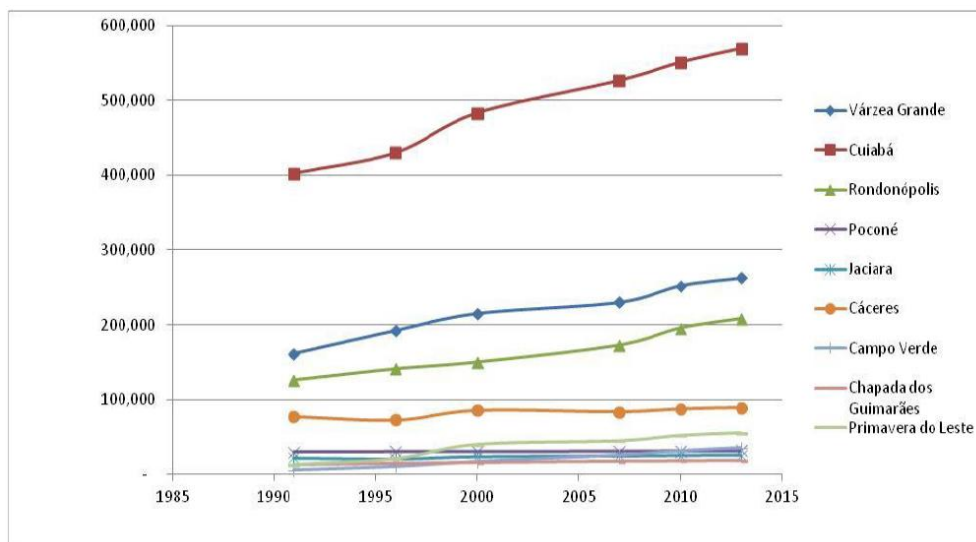


Figura 2 - Curvas de tendência de crescimento dos municípios

A densidade populacional do município saltou de 20,32 hab./km², em 1970, para 284,45 hab./km², em 2010.

As estimativas do IBGE para o ano de 2013 resultaram numa redução dessa densidade, passando para 250.79 hab./km², com uma população total estimada em 262.880 habitantes e taxa de crescimento média de 1,34% a.a. entre 2010 e 2013.

A partir da avaliação dos dados demográficos, resumidos na **Tabela 4**, é possível estabelecer um critério de crescimento da população de Várzea Grande para os próximos 20 anos.



Tabela 4 - Resumo das Taxas de Crescimento Várzea Grande – MT

| Taxas de Crescimento Verificadas | |
|----------------------------------|--------|
| $P = P_o \cdot t^{(i-i_0)}$ | |
| $t = (P/P_o)^{1/(i-i_0)}$ | |
| Período | t |
| 1991-2010 | 1,0237 |
| 1996-2010 | 1,0195 |
| 2000-2010 | 1,0161 |
| Proj. IBGE (2010-2013) | 1,0222 |

| |
|--|
| P = População do Ano (i) Po = População do Ano (i _o) t = taxa de crescimento |
|--|

O cálculo da projeção populacional adotou uma taxa constante com redução decrescente a cada 5 anos no período de 2010 a 2042. Em função dos dados dos censos e de contagem da população foram calculadas as taxas de crescimento conforme segue na Tabela 5.

Tabela 5 - Crescimento Populacional de Várzea Grande – MT

| PROJEÇÃO POPULACIONAL VÁRZEA GRANDE | | | | | |
|-------------------------------------|--------|-------------|------|--------|-------------|
| ANO | t | Pop. Urbana | ANO | t | Pop. Urbana |
| 2010 | - | 299.656 | 2027 | 1,0128 | 373.973 |
| 2011 | 1,0134 | 303.671 | 2028 | 1,0128 | 378.760 |
| 2012 | 1,0134 | 307.741 | 2029 | 1,0128 | 383.608 |
| 2013 | 1,0134 | 311.864 | 2030 | 1,0126 | 388.442 |
| 2014 | 1,0134 | 316.043 | 2031 | 1,0126 | 393.336 |
| 2015 | 1,0132 | 320.215 | 2032 | 1,0126 | 398.292 |
| 2016 | 1,0132 | 324.442 | 2033 | 1,0126 | 403.311 |
| 2017 | 1,0132 | 328.725 | 2034 | 1,0126 | 408.393 |
| 2018 | 1,0132 | 333.064 | 2035 | 1,0124 | 413.457 |
| 2019 | 1,0132 | 337.460 | 2036 | 1,0124 | 418.583 |
| 2020 | 1,013 | 341.847 | 2037 | 1,0124 | 423.774 |
| 2021 | 1,013 | 346.291 | 2038 | 1,0124 | 429.029 |
| 2022 | 1,013 | 350.793 | 2039 | 1,0124 | 434.349 |
| 2023 | 1,013 | 355.353 | 2040 | 1,0122 | 439.648 |
| 2024 | 1,013 | 359.973 | 2041 | 1,0122 | 445.011 |
| 2025 | 1,0128 | 364.580 | 2042 | 1,0122 | 450.441 |
| 2026 | 1,0128 | 369.247 | 2043 | 1,0122 | 455.936 |



Ressalte-se que a taxa de urbanização do Município de Várzea Grande ultrapassa os 98%, permitindo atribuir à população urbana os comportamentos e taxas previstas para a população total. Com os dados censitários, a projeção da população foi realizada utilizando a expressão matemática que melhor se ajustou aos dados levantados.

A partir dessa estimativa de crescimento populacional estima-se que no horizonte temporal estabelecido para o PMSB (20 anos) a população de Várzea Grande tenha uma população cerca de 32% maior do que a estimada para o ano de 2013. Assim, a elaboração de todos os programas, projetos e ações voltada a universalização dos serviços de saneamento básico devem ser elaboradas considerando essa estimativa demográfica.

2.3. POPULAÇÃO QUE SERÁ ATENDIDA PELA NOVA ESTRUTURA – EQUIVALENTE POPULACIONAL

Conforme mapa apresentado na Figura 1, a nova ETA irá atender 33 bairros da região.

De acordo com o Departamento de Água e Esgoto de Várzea Grande – DAE VG, o consumo diário para atender as necessidades da população varzeagrandense é média de 150 L/hab.dia.

Com a vazão de projeto de 250 L/s, temos uma vazão de 21.600,000,00 L/dia, de água captada e tratada para distribuição. Porém como o sistema está interligado a outros reservatórios e considerando a rede de distribuição existente, temos que considerar o apontamento sobre a perda na distribuição, que de acordo com o Plano Municipal de Saneamento Básico – PMSB, o município está tomando medidas de controle para que a perda máxima no sistema de abastecimento seja de 25%.

Portanto, temos que:

- Vazão 21.000,000,00 litros captados por dia
- Consumo per capita 150 L/hab.dia
- Perda no sistema 25%

Com isso, a ETA Mirante do Pari, conseguira atender de forma satisfatória, com água de qualidade e regularidade uma população de 105.000 (cento e cinco mil) pessoas. Equivalente a 26.250 (vinte e seis mil duzentos e cinquenta) unidades habitacionais.

Mesmo que a meta seja a universalização do sistema de abastecimento de água, consideramos um passo muito importante a implantação desse projeto, pois nossa preocupação



EXCELÊNCIA ENGENHARIA E MEIO AMBIENTE LTDA - EPP
Projetos de Engenharia, Consultoria, Licenciamento Ambiental e Construção
Civil em Geral

pensando com o quesito saúde pública, é significativo o número de pessoas que serão contempladas com a implantação do novo SAA.



3. MEMORIAL DESCRITIVO

3.1. SISTEMA DE TRATAMENTO DE ÁGUA PROPOSTO

Para implantação do sistema de abastecimento de água, o projeto irá abranger todas as etapas, sendo a captação de água bruta no corpo hídrico, adução, casa de química, estação de tratamento de água e a reservação.

Das tecnologias de tratamento de águas de mananciais superficiais utilizadas no Brasil, destaca-se o tratamento de Ciclo Completo, que necessita de coagulação química, empregado em função das características físicas químicas e biológicas da água bruta captada no manancial. As unidades componentes de uma ETA de Ciclo Completo são:

- **Coagulação/Mistura Rápida:** a água bruta captada chega na unidade de mistura rápida e nela se inicia a aglomeração de impurezas em flóculos. A água é agitada rapidamente e a aglomeração ocorre por meio da adição de reagentes que fazem as partículas se juntarem, sendo normalmente utilizados a cal hidratada e sulfato de alumínio. Existem dois tipos de unidade de mistura rápida: a hidráulica e a mecanizada.

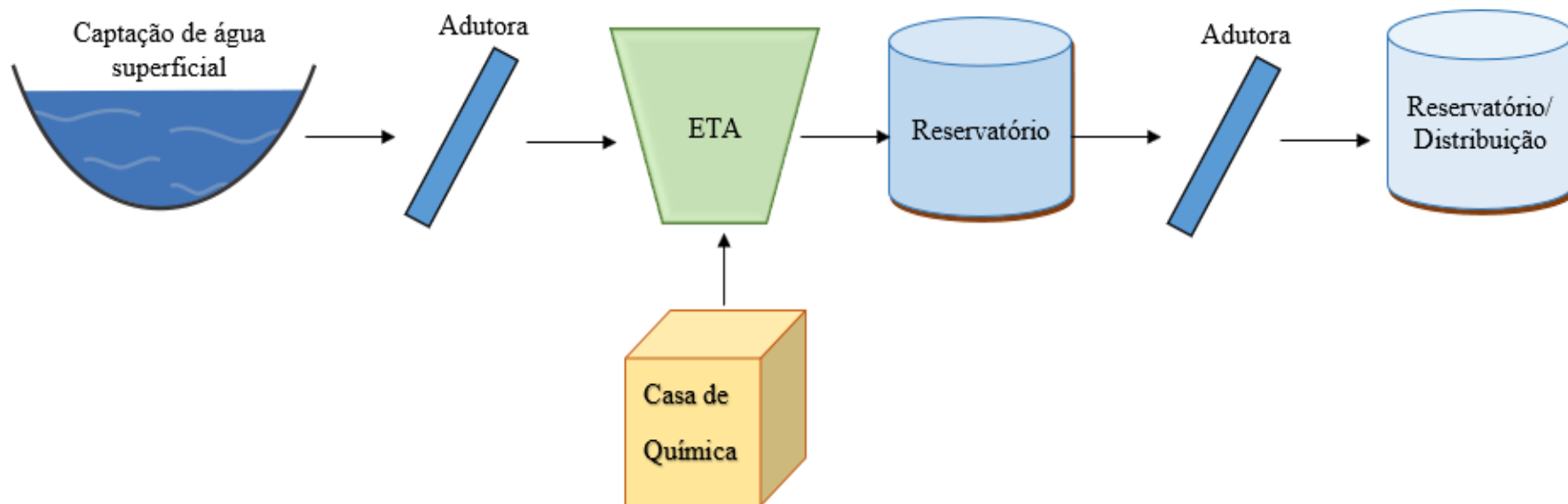
- **Floculação:** é uma continuação do processo de aglutinação de partículas de impurezas. Nesta unidade a água é agitada lentamente para aumentar o diâmetro e a massa dos flóculos. Existem dois tipos de floculador: o hidráulico e o mecanizado.

- **Decantação:** a água floculada deixa de ser agitada quando chega nos decantadores, e através da gravidade os flóculos maiores de sujeira se depositam no fundo do recipiente, enquanto o restante da água segue para os filtros. Existem dois tipos de decantadores: o convencional e o de alta taxa.

- **Filtração:** a água decantada chega aos filtros, que atuam por gravidade, ocorrendo a remoção de flóculos menores e alguns micro-organismos, por meio da passagem da água por camadas de meios filtrantes, sendo os habitualmente utilizados areia, antracito e cascalho.



2.1.1 Fluxograma do Sistema de Abastecimento de Água





3.2. AS ETAPAS

3.2.1 Captação de Água Bruta e Adução

Entende-se por obra de captação o conjunto de estruturas e dispositivos construídos ou montados junto ao local onde retiramos a água bruta destinada ao sistema de abastecimento.

A captação será do tipo balsa flutuante com volume total a ser captado de 250,00 l/s e será feita no Rio Cuiabá, nas seguintes coordenadas geográficas:

Latitude: 15°35'30.36"S

Longitude: 56°8'39.42"O

O recalque será através de 1 conjunto motobomba centrífuga de eixo horizontal, que estará sobre a unidade flutuante. O recalque contará com a implantação de mais um conjunto motobomba reserva e o mesmo também estará sobre o sistema flutuante.

A adutora de água bruta é o conjunto de tubulações, peças especiais e obras de arte, disposta entre a captação e a estação de tratamento de água. A adutora conduzirá o volume captado até a ETA. O diâmetro dessa linha adutora é Ø 350mm.

3.2.2 Estação de Tratamento de Água

Essa estação de tratamento de água deverá tratar água pertencente a classe 2 e atender a legislação do Ministério da Saúde, através da Portaria de Consolidação nº05 de 28/09/2017.

O processo será composto por Mistura rápida, Floculação, Decantação e Filtração. A estação de tratamento deverá ser construída em chapa de aço e protegida contra corrosão, sendo projeto de acordo com a NBR 12216 – Projeto de Estação de Tratamento de Água para Abastecimento Público. Sendo composto pelas seguintes etapas:

➤ **Mistura Rápida:** É a primeira unidade da ETA que recebe a água bruta dos mananciais. Envolve a aplicação e mistura de produtos químicos para precipitação de compostos em solução e desestabilização de suspensões coloidais de partículas sólidas, que, de outra maneira, não poderiam ser removidas por sedimentação, flotação ou filtração. Portanto, nesta etapa é iniciado a aglomeração das impurezas que posteriormente serão removidas. É realizado através da Calha Parshall, dispositivo que funciona com queda livre instalado na



entrada da ETA e que também serve para medir a vazão e misturar os produtos químicos. O ponto de aplicação dos produtos acontece no ressalto hidráulico do equipamento.

➤ **Floculador:** A unidade de Floculação recebe água coagulada e nela é continuado o processo de aglutinação das impurezas. Enquanto a finalidade dos coagulantes é gerar flocos através da desestabilização das partículas, os floculadores tem função de aumentar o diâmetro e peso desses flocos.

Nesta etapa destinada a formação de flocos, é uma etapa de grande importância no tratamento, motivo pelo que requer atenções especiais quanto ao seu funcionamento e conservação. As atribuições do operador nesta etapa são: medir o pH, retirar espuma. Nesta estação de Tratamento utilizaremos Floculadores do tipo mecânico, que são impulsionados por motores, optou-se em utilizar floculador com hélices e com palhetas.

➤ **Decantador:** Entre as impurezas contidas nas águas naturais encontram-se partículas em suspensão e partículas em estado coloidal. Partículas mais pesadas do que as águas podem manter suspensas nas correntes líquidas pela ação de forças relativas à turbulência.

Após a floculação, a água floculada passa para os decantadores. A decantação consiste no ato de separar, por meio da gravidade, os sólidos sedimentáveis que estão contidos em uma solução líquida. Os sólidos sedimentam no fundo do decantador de onde acabam sendo removidos como lodo, enquanto o efluente, livre dos sólidos, decanta pelo vertedouro

A decantação ou sedimentação é um processo dinâmico de separação de partículas sólidas suspensas nas águas. Essas partículas sendo mais pesadas do que a água, tenderá a cair para o fundo com certa velocidade. Os decantadores ou bacias de sedimentação são tanques onde se procura evitar ao máximo a turbulência.

Será do tipo alta taxa com fluxo laminar entre as placas planas paralelas e tem o objetivo de Remoção de areia com tamanho superior a 0,2mm, remoção de partículas sedimentáveis finais, sem coagulação e a retenção de flocos que foi formado através da coagulação.

A decantação é de extrema importância, pois não adianta ter uma boa floculação se a decantação não for correspondente, pois como consequência os filtros iriam funcionar com deficiência.



A limpeza/lavagem do decantador deverá ser realizada quando a porcentagem de remoção de cor ou remoção da turbidez for inferior a 90 %, quando iniciar a fermentação (esta é percebida pela formação de bolha na superfície do decantador. É importante ressaltar que é necessário paralisar o decantador para limpeza porque o excesso de lodo transfere para a água sabor e odor desagradável.

➤ **Filtro:** A água decantada é direcionada para a unidade de filtração. A filtração da água é um processo físico que consiste em fazê-la passar através de substância porosas capazes de reter ou remover algumas de suas impurezas. Com a passagem da água através de um leito de areia verifica-se a Remoção de materiais em suspensão e substâncias coloidais, Redução de bactérias presentes, e Alteração das características da água inclusive químicas. Os fenômenos que ocorrem durante a filtração são ação mecânica de coar, sedimentação de partículas sobre grão de areia e/ou carvão e a floculação de partículas que estavam em formação pelo aumento da possibilidade de contato entre elas.

A composição do filtro é constituída de camada suporte e leito filtrante, sendo:

- ✓ Camada de carvão a que realmente retém partícula de turbidez;
- ✓ Camada de areia, que também tem o propósito de filtrar;
- ✓ Camada de Pedregulho, este tem a finalidade de sustentar a areia e a camada de carvão, cuja altura é composta de várias outras camadas de pedregulho em tamanhos diferenciados.

Deverá paralisar a operação do filtro para lavagem quando a turbidez da água filtrada for maior que 1,0 unidade de turbidez, Alumina residual maior que 0,18 mg/L, Perda de carga entre 1,8 a 2,50 m, o Oxigênio consumido maior que 1,8 mg/L, e/ou quando tiver redução menor que 90% da contagem de colônias da água bruta/água filtrada.

➤ **Câmara de Nível:** Será construída em aço, e possuirá um vertedor central para garantir nível mínimo.



3.2.3 Casa de Química

É o espaço físico de uma ETA destinado a estocagem de produtos químicos, preparo de solução e análise de rotina da água. Também faz parte da casa de química as bombas dosadoras, cloradores, motobomba para recalque de solução de sulfato e cal, misturadores e sopradores.

Estocagem de produtos químicos: A acomodação dos produtos químicos dentro do almoxarifado bem como na casa de química é tão importante quanto ao controle de estoque. Essa estocagem deverá ser de tal forma, a permitir não só o seu fácil controle, como também o consumo de acordo com a ordem de chegada.

Preparo de carga de Coagulante: É fundamental que o operador prepare as cargas de coagulante em concentrações exatas isto porque só a partir dessas concentrações é que poderemos saber a quantidade de produtos químicos que estaremos dosando na água.

Limpeza dos Tanques de Preparo de Cargas: Após a utilização da solução preparada no tanque o operador deverá remover todo o insolúvel que fica retido nas paredes e no fundo do tanque. Isto deverá ser feito com escova e jato de água.

3.2.4 Sistema de Tratamento de Efluentes

O sistema proposto servirá para tratamento exclusivo dos efluentes gerados na casa de química, composto por produtos provenientes do preparo de soluções, como as soluções de sulfato e cal, e das análises de rotina da água a ser tratada. Para isto, o tratamento se dará em três etapas.

Tanque Séptico: Unidade cilíndrica ou prismática retangular, de fluxo horizontal, para tratamento de efluentes por sedimentação, flotação e digestão (ABNT NBR 7229/93). Dentro do dispositivo a matéria orgânica, uma vez retida, vai ser degradada e convertida em lodo, o que sedimenta até o fundo do tanque. Este material deve ser recolhido periodicamente e disposto de maneira adequada.

Filtro Anaeróbio: O filtro anaeróbio é uma tecnologia de tratamento biológico de esgotos baseada na decomposição anaeróbia da matéria orgânica. Consiste em uma coluna de escoamento ascendente, composta de uma zona de digestão, uma zona de sedimentação, e o dispositivo separador de fases gás-sólido-líquido. O esgoto afluí ao reator após ser distribuído pelo seu fundo, segue a trajetória ascendente desde a sua parte mais baixa, até encontrar a manta



de lodo, onde ocorre a mistura, a biodegradação e a digestão anaeróbia do conteúdo orgânico, tendo como subproduto a geração de gases metano, carbônico e sulfídrico (CENTRO EXPERIMENTAL DE SANEAMENTO AMBIENTAL, 2017). São utilizados para reduzir ou eliminar a necessidade de gerenciamento de sólidos nos esgotos e adequar o efluente para um tratamento subsequente (METCALF & EDDY, 2016).

Sumidouro: É a unidade de depuração e disposição final de efluentes, verticalizado em relação à vala de infiltração. Devido à esta característica, seu uso é favorável somente nas áreas onde o lençol freático é profundo (PROSAB, 2001). O dispositivo permite a infiltração da parte líquida do esgoto no solo, através de suas paredes vazadas e fundo permeável.

3.2.5 Reservatórios

Os reservatórios são unidades hidráulicas de acumulação e passagem de água situados em pontos estratégicos do sistema de modo a atenderem as seguintes situações: Garantia da quantidade de água (demandas de equilíbrio, de emergência e de anti-incêndio); Garantia de adução com vazão e altura manométrica constante; menores diâmetros no sistema; e melhores condições de pressão.

Os reservatórios são dimensionados de modo que tenham capacidade de acumular um volume útil que supra as demandas de equilíbrio, de emergência e de anti-incêndio.

Seguindo o determinado na NBR 12217/94 o volume de reservação de um sistema de abastecimento de água deverá ser no mínimo 1/3 da produção diária.

A produção diária da ETA será de 21.600m³, desta forma o volume de reservação deverá ser de 7.200 m³.

A concepção de reservação do sistema de abastecimento será composto de três reservatórios, sendo um de 2.000 m³ localizado ao lado da ETA, e mais dois de 2.500m³ instalados em uma área ao lado do condomínio Florias da Mata. Nesta etapa de implantação do sistema serão implantados o RAP ETA 2.000m³ e um dos RAP's Florias 2.500m³. O déficit de reservação será executado em melhorias futuras do sistema de abastecimento municipal.

Especificação:

- RAP 2.000m³, com diâmetro interno de 21m, altura do costado 7,50m, contendo 01 (uma) escotilha de acesso pelo costado 80cm, 01 (uma) escotilha de acesso



pelo teto 60cm, escada marinho interna e externa com guarda corpo e pintura de acabamento

- RAP 2.500m³, com diâmetro interno de 21m, altura do costado 9,00m, contendo 01 (uma) escotilha de acesso pelo costado 80cm, 01 (uma) escotilha de acesso pelo teto 60cm, escada marinho interna e externa com guarda corpo e pintura de acabamento.

3.3. CRITÉRIOS GERAIS DE PROJETO

3.3.1 Velocidades Mínimas e Máximas

As limitações de velocidade estão associadas tanto à segurança e durabilidade das tubulações, como ao custo de implantação e operação. As baixas velocidades favorecem a durabilidade, sob aspecto de abrasão das tubulações e peças especiais e ainda minimizam os efeitos dos transitórios hidráulicos ocasionados pelas variações de pressão e, por outro lado, facilitam o depósito de materiais existentes na água.

Velocidades altas diminuem o diâmetro da tubulação e consequentemente o custo da aquisição e assentamento das tubulações, entretanto, causam aumento da perda de carga com aumento dos custos de energia elétrica nos bombeamentos ou na altura dos reservatórios, causam ruído na tubulação, favorecem o desgaste por abrasão e cavitação de peças e válvulas, aumentando os custos de manutenção (TSUTIYA, 2006).

Segundo a NBR 12214/92, a velocidade mínima nas tubulações deve ser de 0,6 m/s e a máxima de 3,5 m/s.



4. MEMORIAL DE CÁLCULO – DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA DE ABASTECIMENTO

4.1. ESTIMATIVA DAS VAZÕES

Apesar de termos fórmulas para cálculo da vazão necessária para atender a demanda, temos de considerar que esse projeto visa atender uma demanda de crescimento populacional.

Considerando que a região já conta com um sistema de abastecimento de água no local, porém o mesmo é deficitário atualmente, não só pelo aumento populacional, mas outros fatores como por exemplo perdas na distribuição, foi determinado uma vazão de 250 L/hab./dia.

4.2. CAPTAÇÃO DE ÁGUA BRUTA

4.2.1. Diâmetro Econômico

$$D = K \times \sqrt{Q_{\text{máx total}}}$$

Onde: D – Diâmetro econômico (m);

K – Variação de 0,8 à 1,2;

$Q_{\text{máx total}}$ – Vazão máxima (m³/s).

$$D_{\text{mín}} = 0,8 \times \sqrt{0,25}$$

$$D = 0,4 \text{ m}$$

O diâmetro econômico calculado foi de 400mm, porém considerando a distância, que é menor que de 210,00 metros, optamos pela utilização de um diâmetro de 350 mm para a Adutora de Água Bruta (AAB), o qual também atende de forma eficiente ao empreendimento.



4.2.2 Velocidade Máxima

$$V_{\text{máx}} = \frac{Q_{\text{máx}}}{A}$$

Onde: $V_{\text{máx}}$ – Velocidade máxima no conduto (m/s);

$Q_{\text{máx total}}$ – Vazão máxima (m³/s);

A – Área do conduto (m²) = πr^2 ;

r – Raio do conduto (m).

$$V_{\text{máx}} = \frac{0,25}{\pi \times 0,175^2}$$

$$V_{\text{máx}} = 2,59 \text{ m/s}$$

Conforme a NBR 12214, a velocidade mínima nas tubulações deve ser de 0,60 m/s e a máxima de 3,00 m/s. Dessa forma, a velocidade calculada para o diâmetro de 350mm encontra-se dentro do limite estabelecido.

4.2.3 Perda de Carga Unitária (J)

$$J = 10,643 \frac{Q^{1,85}}{C^{1,85} \times D^{4,87}}$$

$$J = 0,015$$

Onde: J – Perda de carga unitária (m/m);

$Q_{\text{máx total}}$ – Vazão máxima (m³/s);

C – Coeficiente de rugosidade do tubo ($C = 140$);

D – Diâmetro do tubo (m).



4.2.4 Tipo de Captação

A captação a ser utilizada será do tipo balsa flutuante, a qual contempla o sistema completo de bombas, incluindo a bomba reserva.

Especificação do equipamento: Conjunto Motobomba Centrífuga, Vazão de 250 L/s, HM 30m e com eficiência de 80%.

4.3. RESERVATÓRIO DE ÁGUA TRATADA

O volume de reservação pode ser estimado conforme a fórmula a seguir.

$$V_{res} = \frac{Q_{med}}{3}$$

Onde: V_{res} – Volume de reservação (m^3)
 Q_{med} – Vazão média (m^3/dia);

$$V_{res} = 21.600$$

$$V_{res} = 7.200,00 m^3$$

Conforme estimativa, o volume de reservação deve ser de no mínimo 7.200,00 m^3 . Porém como já citado anteriormente, esse é um projeto de ampliação para atender a demanda da população.

Considerando que a região, no Florais já possuem outros 2 (dois) reservatórios, sendo a capacidade de 2.500 cada, ou seja, atualmente a capacidade de 5mil/ m^3 (cinco mil metros cúbicos) de armazenamento. Somando com o reservatório atual do projeto de 2.000 m^3 (dois mil metros cubico). Sendo assim totalizando o volume reservado de 7.000 m^3 .

4.4. MEDIÇÃO DA VAZÃO E MISTURA RÁPIDA DO COAGULANTE

Será realizada no dispositivo conhecido por Calha Parshall, que possibilita a medição da vazão em secção apropriada e também por ter secção contraída, possibilita velocidade elevada, com ressalto hidráulico, onde a turbulência do fluxo de água é elevada, possibilitando



a dispersão do coagulante em tempo reduzido, ou seja, atendendo as recomendações para a mistura rápida do coagulante, com velocidade na secção contraída, superior a 2 m/s, com gradiente de velocidade superior a 1000 s⁻¹ e tempo de mistura do coagulante inferior a 1 segundo.

Os valores calculados para esses parâmetros com as Calhas Parshall com largura da garganta de 45 cm, são apresentados a seguir:

Vazão na Calha Parshall com largura da garganta de 45 cm é dada pela fórmula:

$$Q = C.H_o^n,$$

Onde: Q = vazão (m³/s);

Sendo:

H_o = lâmina d'água no local de medição (m)

Todos os parâmetros significativos para a medição da vazão (H_a) e principalmente a mistura rápida, são atendidos, ou seja: (v>2m/s; t_m < 1 seg e G> 1000 s⁻¹) e adequados para a calha com largura da garganta (W) de 45 cm para as vazões de 250 e 300 L/s.

➤ Calha Parshall com Largura da Garganta = W = 45 cm

Tabela 6 – Informações da Calha Parshall

| Vazão (Q em L/s) | 250 | 300 |
|--|-------|-------|
| Lâmina d'água (H _a) no local da medição da vazão (m) | 0,392 | 0,441 |
| Velocidade na medição de vazão (m/s) | 0,76 | 0,82 |
| Velocidade na garganta - v _g (m/s) | 3,04 | 3,12 |
| Gradiente de velocidade (G) jusante da garganta (s ⁻¹) | 1521 | 1524 |
| Tempo de Mistura (s) | 0,46 | 0,45 |

Portanto, a calha está adequada a medição da vazão e a mistura rápida do coagulante. Apresenta velocidade na garganta e gradiente de velocidade, com parâmetros significativos para a mistura rápida do coagulante, portanto deverá ser usada a calha Parshall com largura da garganta de 45 cm, onde a mesma consegue atender vazão com escoamento livre até 455 L/s, sendo assim atendendo a vazão da ETA Mirante do Pari.



A calha Parshall a ser adquirida, deverá ser em PRFV, constando de secção de entrada e de saída, incluso com quebra onda, para minimizar diferença na distribuição de vazão para os módulos de tratamento de água, compostos por: floculadores, decantadores e filtros.

4.5. FLOCULAÇÃO

Será do tipo mecanizada, dimensionada em dois sistemas de floculação, com operação em paralelo em cinco câmaras de floculação, com fluxo em serie nas cinco câmaras de cada um dos dois sistemas de floculação. Sendo a dimensão dos 10 tanques de floculação de 3,50x3,50x3,90 m, com lâmina d'água de 3,60 m, com volume unitário de 44,10 m³ e total de 441,00 m³, sendo o tempo de detenção de 1769,472 segundos ou 29,4912 minutos, de acordo com recomendação de Ferreira Filho e da ABNT NBR 12216, o tempo de floculação deve ser entre 30 e 40 minutos, para floculador mecânico. Serão seis câmaras com floculadores mecânicos tipo turbinas com fluxo axial e floculadores mecânicos do tipo paletas verticais em serie e dois sistemas de floculação, em doze câmaras de floculação com volume de 441,000 m³.

Os floculadores mecânicos serão do tipo turbina com fluxo axial em três câmaras de floculação do tipo paletas verticais e nas seguintes três câmaras de floculação em total de cinco floculadores em cada um dos dois sistemas de floculação, com total de dez câmaras de floculação.

Com a intenção de realizar o isolamento de cada linha de floculação de forma independente, foi previsto em projeto dispositivos de bloqueio de fluxo, sendo na entrada, válvula borboleta (DN400mm) e na saída, comporta (1,0m x 1,15m). Foram previstas ainda duas descargas de fundo, DN150mm, por linha, possibilitando assim o esvaziamento completo das câmaras de floculação.

4.5.1 Floculador Tipo Turbina com Fluxo Axial:

De acordo com Howe, Hand, Crittenden, Trussell e Tchobanoglous - versão em português 2017 e Ferreira Filho (2017):

- G = gradiente de velocidade = 10 a 80 s⁻¹
- V_p = velocidade periférica ou de ponta = 2 a 3 m/s
- V_r = velocidade de rotação = 10 a 30 rpm



Dimensão em planta do compartimento:

- Largura = 3 a 5 m – adotado: 3,20 m
- Comprimento = 3 a 6 m – adotado: 3,20 m

Nº de Compartimentos = 4 a 6 compartimentos em série – adotado: 2 compartimentos em série, porem serão seguidos por mais 3 compartimentos com floculadores do tipo paletas verticais.

O volume das 5 (cinco) câmaras de floculação com os floculadores tipo turbina será de 220,50m³.

O tempo de detenção nesses floculadores tipo turbina axial será de 884,74 segundos.

Com velocidade variável em função do gradiente de velocidade a ser adotado.

O Número de Potência (NP) é dado por:

$$NP = P / \rho \times N^3 \times D^5$$

O impulsor tipo turbina axial, com curvatura (hidrofólio) com três lâminas é o mais recomendado com NP variando entre 0,20 e 0,30.

Os autores recomendam que a relação entre o diâmetro da turbina e a largura da câmara de floculação seja de: 0,3 a 0,6 e de preferência: 0,4 a 0,5

Sendo as câmaras de floculação com dimensão de 3,50x3,50x3,90 m, com lâmina d'água de 3,60 m, sendo a turbina axial tipo hidrofólio (pás curvas) e deverá ter diâmetro entre 1,4 e 1,75 m, de preferência: 1,50 a 1,60 m.

A relação entre a profundidade (lâmina d'água) e a largura do tanque deve ser de: 0,9 a 1,0.

A relação $H/L = 0,914286$ – adequada. O floculador tipo turbina será com fluxo axial, que produz menor tensão de cisalhamento na periferia do rotor, em comparação com as turbinas com fluxo radial. A turbina deverá estar a cerca de 1,40 m do fundo do tanque de floculação, sendo recomendada a relação entre (C/H) de: 0,33 a 0,5 e sendo:

C = altura da turbina para o fundo do tanque de floculação = 1,40 m

H = lâmina d'água no tanque de floculação = 3,60 m

$C/H = 1,4m/3,60m = 0,38888$ (OK)



Diâmetro da turbina tipo hidrofólio deve ser entre 1,60 e 1,75 m, sendo adotado diâmetro de 1,75 m.

Volume das 5 (cinco) câmaras de flocculação = 220,50m³

Volume das 10 (dez) câmaras de flocculação = 441,00m³

Seguindo a flocculação em flocculadores tipo turbina, estão os flocculadores tipo paletas, que mantem os flocos em suspensão, com menor risco de ruptura, principalmente nas últimas câmaras.

4.5.2 Flocculador Mecânico do Tipo Paletas Verticais, Paralelas ao Eixo:

O flocculador tipo paletas verticais, instalado em câmaras com igual dimensão de 3,50x3,50x3,90 m, com lâmina d'água de 3,60 m, sendo o volume unitário de 44,1 m³ e total de 441,00 m³, para dez câmaras de flocculação, que corresponde a tempo de detenção de 1764 segundos ou 29,4 minutos. Com dez câmaras de flocculação o tempo de detenção é de 1764 segundos ou 29,4 minutos.

A NBR preconiza tempo de detenção entre 30 e 40 minutos para flocculadores mecânicos.

As passagens entre as câmaras, inferiores e superiores, em locais distintos serão com dimensão de 1,20x1,20 m, com velocidade de 0,1736 m/s, adequada a proteção dos flocos contra ruptura.

As câmaras de flocculação serão com flocculadores mecânicos com paletas verticais, sendo a lâmina d'água de 3,60 m, com volume unitário de 44,10 m³ e total de 441,00m³ nas câmaras de flocculação.

A potência dos equipamentos é dada por:

$$P = \mu \times V \times G^2$$

Onde:

P= potência(W);

μ = viscosidade cinemática da água = 1,002x10⁻³ (N.s/m²)

V= volume = 44,1 m³

G = gradiente de velocidade (s⁻¹)

Para o maior valor do gradiente de velocidade de 70 s⁻¹



$$P = 1,002 \times 10^{-3} \text{ N.s/m}^2 \times 44,1 \text{ m}^3 \times 702 \text{ s}^{-1} = 216,52218 \text{ W} = 0,216522 \text{ kW}$$

A potência consumida na primeira câmara com maior gradiente de velocidade será de ~ 0,22 kW.

Na última câmara com gradiente de velocidade de 20 s⁻¹.

$$P = 17,6753 \text{ W} = 0,0177 \text{ kW} \sim 0,018 \text{ kW}$$

Portanto a potência dos equipamentos de floculação será entre 0,22 kW e 0,018 kW

A rotação do equipamento para esse gradiente de velocidade é determinada por:

$$P = 0,842 \times N^3$$

onde:

$$N = \text{rotação em rpm, portanto } N = (P/0,842)^{1/3}$$

Para gradiente máximo de 60 s⁻¹, com potência de 216,522 w, a rotação máxima (N) será:

$$N = (216,522/0,842)^{1/3} = 63,59 \sim 64 \text{ rpm} - \text{Rotação máxima do floculador.}$$

Para gradiente mínimo de 20 s⁻¹, com potência de 17,6753 w, a rotação mínima (N) será:

$$N = (17,6753/0,842)^{1/3} = 2,75855 \text{ rpm} \sim 3 \text{ rpm} - \text{Rotação mínima do floculador.}$$

➤ Outra forma de dimensionar os equipamentos de floculação tipo turbina:

De acordo com Howe, Hand, Crittenden, Trussel e Tchobanoglous, as seguintes relações entre o diâmetro da turbina (D), a altura da turbina para o fundo do floculador (C), a largura do tanque (Te) e a altura do tanque (H) são:

Dimensão dos Tanques de Floculação: 3,50x3,50x3,90 m - lâmina d'água de 3,60 m.

Relações adequadas ao floculador tipo turbina de acordo com os autores:

Para dimensão em planta do tanque de floculação de 3,50x3,50 m, ou seja, a largura Te é de 3,50 m, portanto a dimensão da turbina (D) será de $0,5 \times 3,50 = 1,75 \text{ m}$

$$D/Te = 0,3 \text{ a } 0,6 \text{ e de preferência: } 0,4 \text{ a } 0,5$$

$$D = 1,75 \text{ m (diâmetro da turbina) e } Te = \text{largura do tanque} = 3,65 \text{ m}$$

$$H/Te = 0,9 \text{ a } 1,1$$

$$H = 3,65 \text{ m (Lâmina d'água no tanque) e } Te = 3,50 \text{ m (Largura do tanque),}$$

$$H/Te = 3,65/3,50 = 1,04285714 \sim 1,043 \text{ m (OK), pois entre } 0,9 \text{ e } 1,1$$

$$C/H = 0,5 \text{ a } 0,33, \text{ sendo:}$$



C = altura entre a turbina e o fundo do tanque e H = lâmina d'água no tanque = 3,60 m

$C = 1,45$ m (altura da turbina para o fundo do tanque de floculação)

Portanto as turbinas deverão estar a 1,45 acima do piso do tanque de floculação

$C/H = 0,40278$ - (OK) pois entre 0,33 e 0,50 em concordância com os autores citados

$N = 10$ a 30 rpm (rotação do floculador tipo turbina) e velocidade média de 1,8 m/min

4.5.3 Floculadores do Tipo Paletas Verticais

➤ Dimensão do Tanque de Floculação: 3,50x3,50x3,90 m com lâmina d'água de 3,60 m.

Instalados nas duas câmaras finais dos dois sistemas de floculação, com total de quatro unidades de floculação do tipo paletas verticais.

Serão dois tanques de floculação com paletas verticais nos dois sistemas de floculação, ou seja, quatro floculadores de paletas verticais, sendo que, cada floculador terá quatro braços.

4.5.4 Floculador Mecânico do Tipo Paletas Verticais, paralelas ao Eixo

O floculador tipo paletas verticais, instalado em câmaras com igual dimensão de 3,50x3,50x3,90 m, com lâmina d'água de 3,60 m, sendo o volume unitário de 44,10 m³ e total de 220,50 m³, para cinco câmaras de floculação, que corresponde a tempo de detenção de 884,736 segundos ou 14,7456 min. Para as cinco câmaras de floculação do trecho final da floculação, com tempo de detenção é de 1764 segundos ou 29,4 minutos nas 10 câmaras de floculação.

A NBR preconiza tempo de detenção entre 30 e 40 minutos para floculadores mecânicos. Com dez câmaras de floculação, o sistema será mais seguro com relação, a produção de flocos sedimentáveis.

As passagens entre as câmaras, inferiores e superiores, em locais distintos serão com dimensão de 1,20x1,20 m, com velocidade de 0,1736 m/s, adequada a proteção dos flocos contra ruptura.

As câmaras de floculação serão com floculadores mecânicos com paletas verticais, sendo a lâmina d'água de 3,60 m, com volume unitário de 44,10 m³ e total de 441,00 m³ nas câmaras de floculação

A potência dos equipamentos é dada por:



$$P = \mu \times V \times G^2$$

Onde:

P= potência (W);

μ = viscosidade cinemática da água = $1,002 \times 10^{-3}$ (N.s/m²)

V= volume = 44,1 m³

G = gradiente de velocidade (s⁻¹)

Para o maior valor do gradiente de velocidade de 70 s⁻¹

$$P = 1,002 \times 10^{-3} \text{ N.s/m}^2 \times 44,1 \text{ m}^3 \times 70^2 \text{ s}^{-1} = 216,52218 \text{ W} = 0,216522 \text{ kW}$$

A potência consumida na primeira câmara com maior gradiente de velocidade será de aproximadamente 0,22 kW.

Na última câmara com gradiente de velocidade de 20 s⁻¹.

Floculador Mecânico em câmara com dimensão de 3,50x3,50x3,90 m, com lâmina d'água de 3,60 m

V= 44,10 m³

O equipamento de floculação do tipo paletas verticais, foi dimensionado para os dois últimos tanques com volume unitário de 44,10 m³, com gradientes de velocidade variando entre 60 e 20 s⁻¹, sendo a fórmula da potência:

- **Máxima Potência para G = 60 s⁻¹**

$$P = \mu \times V \times G^2$$

$$P = (1,002 \times 10^{-3} \text{ N.s /m}^2) \times (44,10 \text{ m}^3) \times (60)^2$$

$$P = 159,07752 \text{ kgf/m} = 159,078 \text{ W} = 0,1591 \text{ kW.}$$

- **Mínima Potencia para G = 20 s⁻¹**

$$P = \mu \times V \times G^2$$

$$P = (1,002 \times 10^{-3} \text{ N.s /m}^2) \times (44,10 \text{ m}^3) \times (20)^2$$

$$P = 17,6352 \text{ kgf/m} = 17,6352 \text{ W} = 0,017635 \text{ kW.}$$

Portanto os floculadores mecânicos do tipo paletas, para os dois tanques de floculação, com dimensão em planta de 3,50x3,50 m e altura total de 3,90 m, com lâmina d'água de 3,60 m deverão ter potência de até 0,20 kW, fornecidos com variador de velocidade para os gradientes de velocidade entre 60 e 20 s⁻¹.



O diâmetro da paleta, será de 3,20 m, com folga de 0,15 m de cada lado do tanque de floculação, com dimensão de 3,50x3,50x3,60 m, sendo a rotação entre 6 e 2 rpm. A altura da paleta será de 3,20 m, com afogamento de 0,40 m.

- **O Gradiente de Velocidade será entre 60 e 20 s⁻¹.**

Cada equipamento de floculação do tipo paletas, terá quatro braços, sendo a altura da paleta de 3,20 m estando afogada em cerca de 0,40 m. Os motores serão com variador de velocidade, para rotações entre 64 e 3 rpm.

$$P_{ot} = \text{Potência (w)}$$

$$N = \text{rotação (rpm)}$$

$$N = (\text{Potência}/0,842)^{1/3}$$

Para gradiente máximo de 60 s⁻¹, com potência de 159,078 w, a rotação máxima (N) será:

$N = (159,078/0,842)^{1/3} = 5,74 \text{ rpm}$, aproximadamente 6 rpm – Rotação máxima do floculador

Para gradiente mínimo de 20 s⁻¹, com potência de 132,9758 W, a rotação mínima (N) será:

$N = (17,6753/0,842)^{1/3} = 2,75855 \text{ rpm}$, aproximadamente **3 rpm – Rotação mínima do floculador.**

Portanto os tanques de floculação, com dimensão unitária de 3,50x3,50x3,90 m, com lâmina d'água de 3,60 m e volume unitário de 44,10 m³, com equipamentos iguais de floculação, do tipo paletas verticais no caso do tanque com dimensão de 3,50x3,50 m em planta, serão dois tanques de floculação, em cada dos dois sistemas de floculação, ou seja, os floculadores mecânicos do tipo paletas verticais na ETA do Mirante do Pari serão em número de quatro no total, sendo dois equipamentos de floculação do tipo paletas em cada um dos dois sistemas de floculação, com fluxo em serie. Sendo precedidos por floculadores do tipo turbina em número de três equipamentos por sistema de floculação, ou seja, um total de seis floculadores tipo turbina, sendo resultado total em número de 10 unidades de floculação, considerando os dois sistemas de floculação com tempo de detenção de 1764 s ou 29,4 minutos,



em concordância com a NBR 12216 da ABNT que preconiza para floculação mecânica tempo de detenção entre 30 e 40 minutos.

4.6. SEDIMENTAÇÃO DE ALTA TAXA ENTRE PLACAS PLANAS PARALELAS - $Q = 250 \text{ L/s}$

Em três decantadores do tipo alta taxa com placas planas paralelas, com comprimento de 12,70 m e largura de 3,80 m, com canal central com largura de 0,70 m, com área de decantação unitária de 39,37 m² e total nos três decantadores de 118, 11 m².

Será realizada entre placas planas paralelas de decantação, com espaçamento de 5 cm e comprimento de 3,45 m, com verificação da velocidade crítica de sedimentação sendo dada por:

$$v_{sc} = Q/(Axf),$$

Onde:

v_{sc} = velocidade de sedimentação crítica (m/dia)

Q = vazão afluente ao decantador (m³/dia)

A = área do decantador coberta com placas ou módulos de decantação (m²)

f = fator de forma recomendado pela ABNT e Richter

$f = \frac{\sin\theta (\sin\theta + L\cos\theta)}{S}$, onde:

S = fator de eficiência, sendo $S = 1$ para placas e $S = 11/8 = 1,375$ para dutos quadrados e $S = 4/3$ para tubos circulares.

$v_{sc} = v_0 \times Sc / (\sin 60^\circ + L \cos \theta)$, sendo $\theta = 60^\circ$; L = comprimento das placas = 1,20 m

No caso das placas $Sc = 1$; portanto: $v_{sc} = v_0 \times 1 / (\sin 60^\circ + L \cos \theta) = v_0 / (0,866 + 1,20 \times 0,5) = v_{sc} = v_0 / 1,16119$

São três decantadores, com dimensão em planta de 3,80x12,70 m, livre como área de decantação (desconto da inclinação de 60° das placas e distância de (0,05 m) entre extremidades, portanto o comprimento livre será de 12,10 m (total é de 12,70 m), sendo o comprimento das placas de 1,20 m e a inclinação destas de 60° com a horizontal. O comprimento livre é de 12,10 m, com largura de 380 m e a área total superior em planta do decantador é de 42, 40 m², sendo a largura é de 3,80 m, mas com redução da largura (0,70 m), devido ao canal central de distribuição de água floculada e de coleta de água decantada, a área real de cada um dos decantadores será: (3,10x12,10) = 37,51 m² e para os três decantadores



será de 112,53 m². As placas da empresa Petranova, tem espessura de 1,5 mm, portanto com espaçamento de 5 cm, ou seja: 0,0515 m, que corresponde a 235 espaços ou seja, área real de 37,053 m² em cada um dos três decantadores

Comprimento de 12,10 m (livre com placas), corresponde a $235 \times 2 = 470$ placas por decantador de alta taxa, com área de decantação de $11,70 \text{ m} \times 3,05 \text{ m} = 122,521 \text{ m}^2$.

O comprimento real do decantador é de 12,38 m, sendo o comprimento da placa de 1,20m, inicialmente será perdido 0,70 m, no comprimento, portanto o comprimento será de 12 m, com espaçamento de 0,05 m ou 5 cm, entre placas e paredes, portanto considerando a espessura das placas de 1,5 mm e devem ser 235 placas por decantador, considerando a espessura de 1,5 mm com a redução de 0,36 m, devido a espessura dessas placas. A largura de cada decantador é de 1,55 m, com redução de 0,70 m no centro para o distribuidor de água floculada e a redução no comprimento é de 0,60 m no comprimento, sendo a área útil entre as placas de $11,70 \text{ m} \times 2 \times 1,55 = 36,27 \text{ m}^2$ e a área total dos três decantadores será de 108,81 m².

4.6.1 Três Decantadores de Alta Taxa $Q = 250 \text{ L/S}$ ou $7200 \text{ M}^3/\text{Dia}$

Considerando cada um dos três decantadores para $Q = 250 \text{ L/s} / 3 = 83,3334 \text{ L/s} = 7200 \text{ m}^3/\text{dia}$

Sendo $A = 36,27 \text{ m}^2$

v_0 = velocidade de fluxo entre as placas (m/dia ou cm/min)

v_{sc} = velocidade crítica de sedimentação (m/dia ou cm/min)

Sendo $v_0 = Q / A \times \sin \theta$ ou $v_0 = 7200 \text{ m}^3/\text{dia} / 36,27 \times 0,866 = 229,227 \text{ m/dia}$

$v_0 = 229,227 \text{ m/dia} = 15,918 \text{ cm/min}$ – velocidade de fluxo entre as placas

Sendo $v_{sc} = v_0 / 1,6119$; então $v_{sc} = 13,709 \text{ cm/min}$ ou $197,4096 \text{ m/dia}$ – velocidade de sedimentação crítica.

Para a vazão total de 0,250 m³/s nos três decantadores, a velocidade de fluxo através dos módulos de decantação (V_0) será de 229,23 m/dia ou **15,92 cm/min** e $v_{sc} = 13,709 \text{ cm/min}$



4.7. DISTRIBUIÇÃO DA ÁGUA FLOCULADA SOB AS PLACAS OU DUTOS

Foi adotada velocidade máxima nos orifícios de 0,20 m/s (para que o gradiente de velocidade não seja maior que 25 s⁻¹, evitando-se com isso a quebra dos flocos, para vazão de 83,34 L/s e adotando para cada lado do distribuidor 15 orifícios, com total de 30 orifícios, por decantador, a vazão em cada orifício será de 2,778 L/s. Esse canal de distribuição tem altura inicial de 1,80 m e final de 0,40 m, com inclinação da tampa de aproximadamente 11%.

Q = 250 L/s E Q_U = 83,334 L/s com 15 orifícios de cada lado do decantador

Tabela 7 - Determinação do Orifício de Água Floculada

| D (m) | Nº Orifícios | v (m/s) | G (s ⁻¹) | A/a |
|-------|--------------|---------|----------------------|------|
| 0,160 | 30 | 0,1480 | 14,17 | 1,37 |
| 0,140 | 30 | 0,19335 | 22,62 | 1,79 |

Foi escolhido o orifício com diâmetro de 160 mm em número de 30 unidades, ou seja, 15 orifícios de cada lado do distribuidor, totalizando 30 orifícios em cada decantador de alta taxa. O diâmetro de 160 mm, com 30 orifícios a velocidade será de 0,138 m/s, enquanto que com diâmetro de 140 mm, a velocidade será de 0,18 m/s, com o diâmetro maior terá maior segurança com relação a ruptura de flocos, quando uma das unidades estiver fora de operação para limpeza, com vazão de 125 L/s em cada decantador, ao invés de 83,34 L/s. Portanto o diâmetro do orifício distribuidor será de 160 mm.

4.8. DIMENSÃO DO CANAL CENTRAL DISTRIBUIDOR DA ÁGUA FLOCULADA

Fazendo altura inicial de 1,80 m e final de 0,40 m, tendo a tampa do distribuidor inclinação de 11 %. O distribuidor tem 30 orifícios (15 em cada lateral) com diâmetro de 160 mm, tendo em cada lateral 16 espaçamentos, sendo a distância inicial e final de 0,41 m e as demais entre orifícios de 0,82 m, de centro a centro, totalizando 12,70 m.



4.9. COLETA DE ÁGUA DECANTADA

A coleta da água decantada será realizada em canal central com largura de 0,70 m, tendo altura variável de 1,00 m no início e de 2,40 m no final. Será alimentado por 12 calhas de coleta de água decantada com largura de 0,20 m e altura de 0,25 m, sendo 6 de cada lado do canal central de coleta de água decantada. As calhas de coleta terão comprimento de 1,45 m, sendo a vazão em cada calha de coleta de 6,95 L/s, para a vazão afluyente a ETA de 250 L/s, sendo a vazão em cada decantador de 83,334 L/s. A lâmina d'água nas calhas será de 8,6 cm para a vazão afluyente aos decantadores de 83,334 L/s, valor muito inferior à altura da calha de 25 cm.

$Q = 1,32 B \times H_o^{3/2}$ – Fórmula da vazão em calha de coleta, onde:

Q = vazão (L/s);

B = largura da calha (m);

H_o = lâmina d'água (m).

Com a intenção de realizar o isolamento de cada decantador de forma independente, foi previsto em projeto dispositivos de bloqueio de fluxo, sendo na entrada, comporta (0,70m x 1,0m) e na saída, válvula borboleta DN400mm (instaladas nas interligações entre os filtros e entre as próprias unidades de decantação). Foram previstas ainda descargas de fundo para retirada do lodo das unidades tronco-piramidais, sendo estas com DN200mm.

4.10. DESCARGA DO LODO NO FUNDO DOS DECANTADORES

Cada decantador terá no fundo três tremonhas (pirâmides invertidas), para a descarga do lodo, tendo cada uma destas um tubo de 200 mm e a saída do lodo será realizada por descarregamento desses tubos de 200 mm em caixas de descarga de lodo e drenagem da ETA, sendo a dimensão de cada pirâmide de 4,10x3,50 com altura de 0,78 m com volume de 4,2 m³ para cada uma das três tremonhas e total por decantador de 12,60 m³. Portanto as descargas de todas as tremonhas dos três decantadores produzem volume total de 37,8 m³ ou aproximadamente 38 m³.



4.11. SISTEMA DE TRATAMENTO DE EFLUENTES – CASA DE QUÍMICA

2.1.2 Tanque Séptico

Para o dimensionamento do tanque, foram utilizados os seguintes parâmetros:

- Geração de efluente diário: 0,75 m³/d ou 750 L/d;
 - 15 funcionários: 50 x 15 → 750 L/d
- Temperatura do mês mais frio: 20°C;
- Tempo de Detenção Hidráulica: 1 dia;
- Taxa de acumulação de lodo: 105;
- Contribuição de lodo fresco: 3 Litros/dia;

Tais informações permitem que se calcule o volume estimado do tanque através da seguinte equação:

$$V = 1000 + ((C \times \text{pop} \times T) + (K \times Lf))$$

$$V = 1000 + ((50 \times 15 \times 1) + (105 \times 3))$$

$$V = 65 \text{ Litros ou } 0,065 \text{ m}^3$$

Com isso, pode-se dimensionar o tanque com seguintes dimensões:

- Formato: Prismático;
- Número de câmaras: 1 un;
- Comprimento: 190 cm;
- Largura: 95 cm;
- Profundidade útil: 120 cm;
- Volume efetivo: 2,17 m³.

2.1.3 Filtro anaeróbio



Para o dimensionamento do filtro, foram utilizados os seguintes parâmetros:

- Geração de efluente diário: 0,75 m³/d ou 750 L/d;
 - 15 funcionários: 50 x 15 → 750 L/d
- Temperatura do mês mais frio: 20°C;
- Tempo de Detenção Hidráulica: 1 dia;

Tais informações permitem que se calcule o volume estimado do filtro através da seguinte equação:

$$V = 1,6 \times C \times \text{pop} \times T$$

$$V = 1,6 \times 50 \times 15 \times 1$$

$$V = 1200 \text{ Litros ou } 1,20 \text{ m}^3$$

Com isso, pode-se dimensionar o filtro com seguintes dimensões:

- Formato: Prismático;
- Comprimento: 130 cm;
- Largura: 85 cm;
- Altura do vão livre: 30 cm;
- Altura total do leito: 120 cm;
- Volume efetivo: 1,33 m³.

2.1.4 Sumidouro

Sabendo que:

- Taxa de percolação média do solo: 333.333 min/m;
- Taxa máxima de aplicação diária superficial: 0,073 m³/m².dia
- Geração de efluente diário: 0,75 m³/d ou 750 L/d;
 - 15 funcionários: 50 x 15 → 750 L/d



Com isso é possível obter a área de infiltração estimada a partir da fórmula abaixo:

$$A = ((\text{pop} \times C)/1000)/T$$

$$A = \left(\frac{15 \times 50}{1000}\right)/0,073$$

$$A = 10,23 \text{ m}^2$$

O sumidouro a ser instalado, então, terá as seguintes dimensões:

- Formato: Cilíndrico;
- Número de sumidouros: 1 un;
- Diâmetro do sumidouro: 170 cm;
- Altura: 150 cm;
- Área útil de infiltração: 10,28 m².

5. FILTRAÇÃO DE ALTA TAXA

5.1. FILTRO DE DUPLA CAMADA FILTRANTE

Os filtros de dupla camada filtrante, em número de quatro unidades, com leito de antracito e areia, com área unitária de 21,28 m² e total de 85,12 m², com velocidade de filtração com todas as unidades em operação de 253,76 m/dia e com uma unidade fora de operação (lavagem) a velocidade será de 338,35 m/dia, valor adequado para esse tipo de filtro, que pode operar com velocidade máxima de 360 m/dia. A lavagem será realizada com água filtrada e clorada, com vazão de 320 L/s ou 0,32 m³/s ou ainda 19,2 m³/min, com velocidade de 0,90 m/min, adequada a esse tipo de filtro.



A dimensão em planta dos filtros será de 3,80x5,60 m, com altura da caixa do filtro de 4,30 m.

Os filtros terão duas calhas de coleta de água de lavagem com dimensão em planta de 0,50x5,60 m, com altura de 0,60 m (o fundo em forma de V com altura de 0,10 m), apta a receber a vazão de lavagem de 0,36 m³/min ou 360 L/s.

Camadas Filtrante com carvão antracito e areia, com espessuras de 0,50 e 0,25 m, respectivamente, com tamanho efetivo entre 0,80 e 0,90 mm para o antracito e para a areia entre 0,45 e 0,55 mm com Coeficiente de Uniformidade < 1,60 para ambos os materiais.

A lavagem dos filtros será sequencial com ar inicialmente com velocidade de 0,938 m/min, ou seja, vazão de ar de 20 m³/min e após essa limpeza, o ar será desligado e inicia a lavagem com água com igual velocidade, ou seja, de 0,90 m/min, que para a área do filtro de 21,28 m², corresponde a vazão de ~ 20 m³/min ou 333 L/s, sendo essa a vazão do soprador de ar e também da bomba de água de lavagem do filtro.

As calhas de coleta de água de lavagem e distribuição de água decantada para a filtração, serão com dimensão de 0,50x0,50x5,60 m, sendo estas dimensionadas por:

$$Q = 1,32 BxH^{3/2}$$

onde:

Q = vazão (m³/s);

B = largura da calha (m); e

H = lâmina d'água (m)

Para calhas com dimensão de 0,50x0,50x0,50 m com comprimento de 5,60 m, sendo a velocidade de lavagem dos filtros (vL) de 0,90 m/min e a área unitária do filtro de 21,28 m², portanto:

$$Q = 21,28 \text{ m}^2 \times 0,90 \text{ m/min} = 19,152 \text{ m}^3/\text{min} = 0,3192 \text{ L/s} \sim 320 \text{ L/s}$$

Sendo essa a vazão da bomba centrífuga que produzirá o fluxo de água na lavagem, com altura manométrica de 10 m.c.a, ou seja, que fará a lavagem dos filtros, sendo coletada por duas calhas de coleta com dimensão de 0,50x0,50x5,60 m, portanto a vazão em cada calha será de 320 L/s/2 = 160 L/s. Portanto a calha com altura e largura de 0,50 m, terá folga de 0,10 m, ou seja, vazão em cada calha:

$$Q = 0,160 \text{ m}^3/\text{s} = 1,32 BxH^{3/2} = (1,32 \times 0,50) \times H^{3/2},$$

$$\text{ou } H = (0,160 \text{ m}^3/\text{s} / 1,32 \times 0,50)^{2/3} = (0,202020)^{2/3} = 0,3888 \sim 0,40 \text{ m}$$



A folga será de aproximadamente 0,20 m, para calha de coleta com largura e altura de 0,50 m (acrescida de 0,10 m no fundo inclinado com altura de 0,10 m), que é o recomendável, sendo então as duas calhas de coleta de cada um dos quatro filtros com dimensão em planta de 0,60x0,60x5,60 m, sendo duas unidades, com folga de 20 cm na altura na coleta da vazão de 320 L/s.

Essa deverá ser a vazão de recalque da água tratada para a lavagem dos filtros e também a vazão do soprador de ar. A lavagem dos filtros será inicialmente com ar, seguida por lavagem com água.

5.2. SISTEMA DE REAPROVEITAMENTO DE ÁGUA DE LAVAGEM (SRAL)

A lavagem dos filtros pode consumir de 2 a 10% do volume total de água produzido por uma ETA. (BRAGA et al., 2007). A ALF possui em sua composição, resíduos do coagulante na forma de partículas desestabilizadas, que podem auxiliar na coagulação de partículas em suspensão na água bruta quando promovida a recirculação da ALF, configurando-se como uma das potenciais vantagens do processo (GOTTIFRIED apud BRITO, 2018).

A geração de água de lavagem de filtros (ALF) é um resíduo da operação de uma ETA. Normalmente, os filtros são retrolavados com água tratada. A vazão empregada deve ser suficiente para expandir o leito filtrante e desobstruir o material sólido retido na camada filtrante e, portanto, é necessário o uso de vazão bem acima da vazão de operação da estação, levando a produção de grande volume de água residuária, num curto espaço de tempo (USEPA apud CAMPOS, 2014).

Os filtros são normalmente lavados através do fluxo de água limpa no sentido ascendente. A vazão utilizada deve ser suficiente para expandir o leito filtrante e liberar o material sólido retido na camada filtrante, por isso é necessária a utilização de uma vazão bem acima da vazão de operação da estação, levando à produção de grande volume de água residuária, num curto espaço de tempo de 5 a 10 minutos (USEPA apud BRAGA et al. 2007).

No fundo dos filtros, terá fundo falso, com altura de 0,80 m, onde estarão instalados os bocais ou crepinas especiais para distribuição do ar e da água de lavagem dos filtros, sendo essa lavagem realizada de forma sequencial, inicialmente só ar, depois a somente a água e no final

com vazão reduzida ar e água. A água de lavagem dos filtros será direcionada ao Sistema de Recuperação de Água de Lavagem dos Filtros – SRAL.

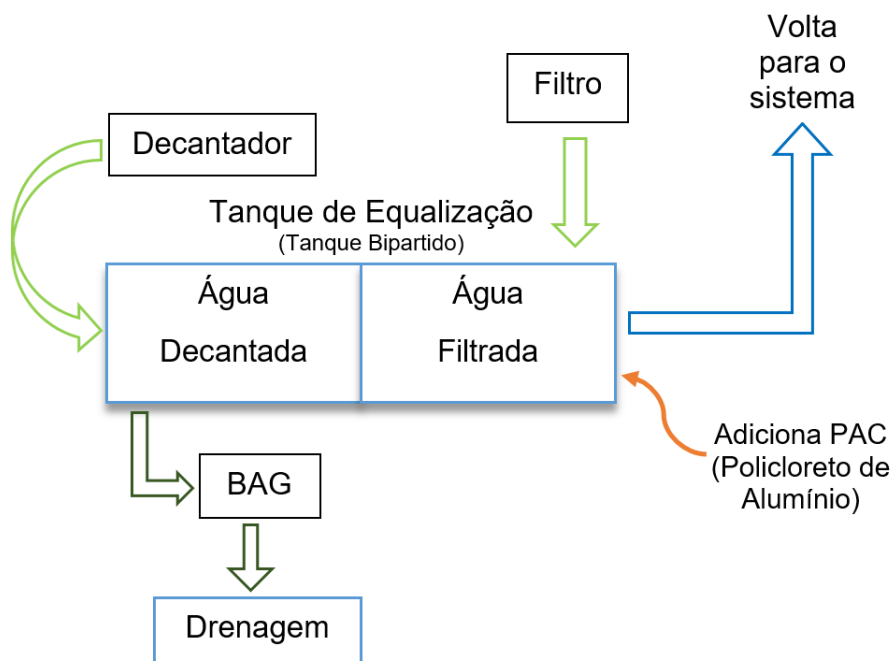


Figura 3 - Fluxograma do Método de cálculo SRAL.

O sistema de recebimento e equalização da água de lavagem dos filtros, assim como dos centrados do sistema de BAGs, será equalizada em tanque específico, dividido em duas células com capacidade suficiente para recebimento das vazões afluentes e equalização da vazão de retorno (via bombeamento) para o início do processo de tratamento de água (Calha Parshall).

Segue abaixo algumas fotos demonstrando o sistema de armazenamento do lodo em bags.



Figura 4: Imagens ilustrativas de bags para desidratação de lodo.



Conforme planilha de custo que está sendo apresentada, o BAG ainda não está contemplado na execução da obra. A previsão de execução desta etapa é de 48 meses.

6. CAIXA DUPLA DE CONTROLE PARA DOIS FILTROS

Essa caixa com vertedor de controle de nível mínimo dos filtros, sendo a altura do vertedor de tal forma que os filtros estejam permanentemente afogados com lâmina d'água mínima de 0,20 m, para que possam operar com sistema de compensação de vazão, desde que, os filtros não sejam limpos ao mesmo tempo (ideal é com intervalo de 6 horas), sempre haverá na bateria filtros limpos e sujos, de modo que, com a compensação, os filtros mais limpos tenham maior velocidade de filtração, enquanto que demais tenham menor velocidade de filtração, mas na média essa será de aproximadamente 254 m/dia.

7. DESINFECÇÃO

Será realizada com hipoclorito de sódio gerado “in situ” através de eletrolise da Salmoura. Para dosagem de 2 mg/L de cloro e vazão de 21600 m³/dia, a quantidade necessária de cloro será:

$$P = 21600 \text{ m}^3/\text{dia} \times 2 \text{ g/m}^3 = 43200 \text{ g/dia ou } 43,2 \text{ kg/dia de cloro.}$$

A dosagem de cloro será realizada com Hipoclorito de Sódio, gerado na ETA, através de eletrolise da salmoura, preparada por dissolução do sal “grosso” com concentração de 0,65% de cloro, ou seja, 6,5 g/L a concentração do hipoclorito de sódio produzido no equipamento de eletrolise, sendo por segurança a dosagem de cloro de 3 mg/L (alta, mas com segurança) e a vazão da ETA de 250 L/s ou 900 m³/h, portanto:

Q_{sol} = vazão da solução de hipoclorito de sódio (NaOCl), gerada em equipamento de eletrolise, com concentração de 0,65 g/L, sendo a vazão da ETA de 250 L/s ou 900 m³/h e considerando por segurança dosagem máxima de 3 mg/L de cloro a ser gerado, portanto:

$$Q_{sol} = Q_{ETA} \times D / C =$$

$$Q_{ETA} \times D / C = (900 \text{ m}^3/\text{h} \times 3 \text{ g/m}^3) / 6,5 \text{ g/L} = 415,38 \sim 415,4 \text{ L/h ou } \mathbf{0,415 \text{ m}^3/\text{h}}$$



No caso foi considerada dosagem elevada de 3 mg/L, logo consumo de 64,8 kg/dia de cloro.

No caso de dosagem de 2 mg/L de cloro, com consumo de 43,2 kg/dia de cloro ou:

$$Q_{sol} = Q_{ETA} \times D / C = (900 \text{ m}^3/\text{h} \times 2 \text{ g/m}^3) / 6,5 \text{ g/L} = 276,923 \sim 277 \text{ L/h ou } 0,277 \text{ m}^3/\text{h}$$

A necessidade de cloro na ETA da Passagem da Conceição será de 64,8 kg/dia para dosagem muito elevada de 3 mg/L de cloro e para dosagem de 2 mg/L de cloro o consumo será de 43,2 kg/dia de cloro, que corresponde a equipamento com vazão de 277 L/h, com consumo de 4,5 kg de sal para cada 1 kg de cloro produzido, sendo a quantidade de cloro necessária de 43,2 kg/dia de cloro, que corresponde a consumo diário de 194,4, ou aproximadamente de 195 kg/dia de sal

$$Q_{sol} = Q_{ETA} \times D / C = (900 \text{ m}^3/\text{h} \times 3 \text{ g/m}^3) / 6,5 \text{ g/L} = 415,38 \sim 415,4 \text{ L/h ou } 0,415 \text{ m}^3/\text{h}$$

Essa vazão de solução de 280 L/h de solução de hipoclorito de sódio está mais adequada a necessidade da ETA da Passagem da Conceição, com consumo de 5850 kg/mês de sal.

8. CONSUMO DE SULFATO DE ALUMÍNIO

O Sulfato de Alumínio será utilizado como agente coagulante no processo de tratamento de água. O produto será adquirido na forma granular, em sacarias. Dentro da casa de química o produto será diluído em tinas de preparo e dosagem e a aplicação será realizada na Calha Parshall, conforme necessidade e de acordo com as características da água bruta captada.

Com dosagem de 36 mg/L, o consumo de sulfato de alumínio será de 778 kg/dia ou 23400 kg/mês.

Os sacos de $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ são com peso de 25 kg, portanto serão 31 sacos com peso de 775 kg/dia

9. CONSUMO DE CAL HIDRATADA

A correção do pH será realizada com cal hidratada, com dosagem de 20 mg/L, que para a vazão de 21600 m³/dia, corresponde a consumo de 432 kg/dia ou 12 960 kg/mês.

Os sacos de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ são com peso de 20 kg, usados para correção do pH na época das chuvas corresponde a 432 kg/dia, ou seja, 22 sacos por dia ou 660 sacos por mês.



10. CONSUMO DE POLÍMERO ANIÔNICO

O polímero aniônico, tem como característica atrair partículas de impurezas, as unindo e assim aumentando sua densidade. Dessa forma, o polímero aniônico é responsável pelo processo de floculação. O polímero floculante possui ação higroscópica e de atração molecular, criando pontes entre as partículas, fazendo com que este aumente sua densidade e potencialize o poder de separação fase sólido e água.

Com dosagem de 0,30 mg/L, o consumo de polímero aniônico será de aproximadamente 7 kg/dia ou 210 kg/mês.

11. CÁLCULO DE PERDA DE CARGA NAS ADUTORAS

As perdas de carga são perdas de energia hidráulica devidas à viscosidade do fluido e ao seu atrito com as paredes internas das tubulações.

Na prática, as tubulações não são constituídas apenas por tubos retilíneos e de mesmo diâmetro. Há também as peças especiais como: curvas, joelhos ou cotovelos, registros, válvulas, reduções, ampliações etc., responsáveis por novas perdas.

Um dos métodos frequentemente utilizados para estimar as perdas de cargas distribuídas é através da Equação de Hazen-Williams.

$$Hf = 10,65 \cdot \frac{Q^{1,85}}{C^{1,85} D^{4,87}}$$

Sendo:

Hf → A perda de carga na tubulação;

D → Diâmetro da canalização;

C → Coeficiente De Rugosidade (depende da natureza do material das paredes – tabelado)

Q → Vazão.



12. DIMENSIONAMENTO DAS ADUTORAS E BOMBEADORES

Segue abaixo as planilhas de dimensionamentos das adutoras e dos bombeadores do sistema de abastecimento Mirante do Pari.

12.1. CAPTAÇÃO E ADUTORA DE ÁGUA BRUTA

PARÂMETROS ADOTADOS

- VELOCIDADE DE RECALQUE NA ADUTORA AGUA BRUTA

$$v = \frac{4 \times Q}{\pi D^2}$$

Onde:

V = velocidade do fluxo na tubulação (m/s)

D = Diâmetro da canalização (m)

Q = vazão a ser aduzida (m³/s)

Q=250,00 l/s ØR = 350 mm Vr = 2,60 m/s

- FÓRMULAS UTILIZADAS NO DIMENSIONAMENTO DO CONJUNTO MOTO BOMBA

Para o cálculo das Perdas de carga localizada ou singular (Hs) foi utilizada a seguinte fórmula:

$$hf = \frac{kb \times V^2}{2g} + \frac{kr \times V^2}{2g}$$

Onde:



h_f = perda de carga localizada total

K_b = coeficiente de perda de carga localizada no barrilete;

K_r = coeficiente de perda de carga localizada na linha de recalque

V = velocidade de escoamento (m/s)

g = aceleração da gravidade (m/s²)

| Peças | K |
|---------------------------|------|
| Alargamento Gradual | 0,3 |
| Bocais | 2,75 |
| Comporta aberta | 1 |
| Curva de raio longo | 0,4 |
| Curva de Raio p curto | 1,5 |
| Curva de 45° | 0,2 |
| Cotovelo de 45° | 0,4 |
| Curva de 22°30' | 0,1 |
| Curva de Retorno | 2,2 |
| Crivo | 0,75 |
| Redução gradual | 0,15 |
| Medidor venturi | 2,5 |
| Registro de gaveta aberto | 0,2 |
| Registro de globo aberto | 10 |
| Registro de ângulo aberto | 5 |
| Junção | 0,4 |
| Tê passagem direta | 0,6 |
| Tê de passagem lateral | 1,3 |
| Tê de passagem bilateral | 1,8 |
| Válvula de retenção | 2,5 |
| Válvula de pé | 1,75 |

Para o cálculo da Perda de carga distribuída (H_d) foi utilizado a fórmula de Hazen-Willians: $H_d = 10,643 \cdot C^{-1,85} \cdot D^{-4,87} \cdot Q^{1,85}$

Onde:

C = coeficiente de rugosidade de tubos

D = diâmetro nominal da tubulação (m)

Q = vazão (m³/s)



- **DIMENSIONAMENTO DOS CONJUNTOS MOTO PARA CAPTAÇÃO**
- **Cálculo das Perdas de Cargas Localizada no barrilete de sucção**

| Localizada no Barrilete de Sucção | Quant. | Ømm | K | V | hf:K*v^2/2g |
|-----------------------------------|--------|-----------|------|------|-------------|
| Válvula de pé com crivo | 1 | 400 | 1,75 | 1,99 | 0,353 |
| Tubo L=1,50m | 1 | 400 | 1,50 | 1,99 | 0,303 |
| Curva 90 ° | 1 | 400 | 0,40 | 1,99 | 0,081 |
| Redução Excentrica | 1 | 400 X 250 | 0,15 | 1,99 | 0,030 |

Hf1=0,767 m

- **Cálculo das Perdas de Cargas Localizada no barrilete de recalque**

| Localizada no Barrilete de Recalque | Quant. | Ømm | K | V | hf:K*v^2/2g |
|-------------------------------------|--------|-----------|------|------|-------------|
| Redução Concentrica | 1 | 350 X 200 | 0,15 | 2,60 | 0,052 |
| Toco L=0,20m | 2 | 350 | 0,20 | 2,60 | 0,138 |
| Válvula borboleta | 1 | 350 | 2,50 | 2,60 | 0,860 |
| Curva 90 ° | 2 | 350 | 0,40 | 2,60 | 0,275 |
| Te lateral | 1 | 350 | 1,30 | 2,60 | 0,447 |
| Tubo L=3,76m | 1 | 350 | 3,76 | 2,60 | 1,294 |
| Válvula de Retenção | 1 | 350 | 2,50 | 2,60 | 0,860 |
| Extremidade | 1 | 350 | 0,46 | 2,60 | 0,158 |

Hf2=4,085 m



- Cálculo das Perdas de Cargas Localizada na adutora

| Localizada na Adutora | Quant. | Ømm | K | V | hf:K*v^2/2g |
|-----------------------|--------|-----|------|------|-------------|
| Curva 90 ° | 6 | 350 | 0,40 | 2,60 | 0,826 |
| Curva 45 ° | 2 | 350 | 0,20 | 2,60 | 0,138 |
| Te passagem direta | 1 | 350 | 0,60 | 2,60 | 0,206 |
| Registro de gaveta | 1 | 350 | 0,20 | 2,60 | 0,069 |
| Curva 22 ° 30' | 1 | 350 | 0,10 | 2,60 | 0,034 |
| Tubo L=5,80m | 1 | 350 | 5,80 | 2,60 | 1,996 |

$$Hf3=3,269m$$

- Perda de Carga Linear no Mangote

$$Hd = (10,643. C-1,85x D-4,87 x Q1,85) x L$$

Onde:

$$C = 140$$

$$\varnothing = 350 \text{ mm}$$

$$L = 18,00 \text{ m}$$

$$Q = 250,00 \text{ (l/s)}$$

$$Hf4=0,262m$$

- Perda de Carga Linear na Adutora agua bruta

$$Hd = (10,643. C-1,85x D-4,87 x Q1,85) x L$$

Onde:

$$C = 140 \text{ (Para Tubos de PVC Vinilfer Defofo)}$$

$$\varnothing = 350 \text{ mm}$$

$$L = 221,75 \text{ m}$$



$$Q = 250,00 \text{ (l/s)}$$

$$H_{f5} = 3,233\text{m}$$

- Perdas de Carga Total

$$H_{ftotal} = 11,616\text{m}$$

- Desnível Geométrico

ΔG = Cota de Chegada na E.T.A - Cota na saída da sucção na captação (na válvula de pé com crivo)

$$\Delta G = 162,24 \text{ m} - 147,990\text{m}$$

$$\Delta G = 14,25\text{m}$$

- Altura Manométrica

$$H_m = \Delta G + h_f$$

$$H_m = 14,25 + 11,616$$

$$H_m = 25,87 \text{ m.c.a}$$

$$H_m \cong 30,00 \text{ m.c.a}$$

- Potência da Bomba

$$P = \frac{Q \times H_m \times \gamma}{75\eta}$$

OBs: Consideramos para efeito do cálculo da potência da bomba o rendimento de $\eta = 80\%$.

Selecionamento dos Conjuntos de Recalque

Os conjuntos moto bombas centrífuga de eixo horizontal deverão ter as características abaixo relacionados:



EXCELÊNCIA ENGENHARIA E MEIO AMBIENTE LTDA - EPP
Projetos de Engenharia, Consultoria, Licenciamento Ambiental e Construção
Civil em Geral

$$Q = 250,00 \text{ l/s (900 m}^3\text{/h)}$$

$$H_m = 30,00 \text{ m.c.a}$$

$$P \cong 125 \text{ c.v}$$

Conforme a planilha acima o conjunto motobomba da captação de água bruta deverá ter as seguintes características vazão Q: 250 l/s e altura manométrica Hm: 30 m.c.a..

Seguem abaixo dois modelos indicados, poderão ser utilizados outros modelos desde que sejam similares aos indicados e atendam as características apresentadas acima.

- KSB METN 300-250-315
- IMBIL INI BLOC 200500 V02 ANSI B16.1 250LB RF



12.2. RETROLAVAGEM

- Cálculo das Perdas de Cargas Localizada no barrilete de sucção

| Localizada no Barrilete de Sucção | Quant. | Ø mm | K | V | $hf: K \cdot v^2 / 2g$ |
|-----------------------------------|--------|-----------|------|------|------------------------|
| Tubo L=1,30m | 1 | 600 | 1,30 | 1,13 | 0,085 |
| Curva 90 ° | 2 | 600 | 0,40 | 1,13 | 0,052 |
| Tubo L=0,22m | 1 | 600 | 0,22 | 1,13 | 0,014 |
| Tubo L=1,00m | 1 | 600 | 1,00 | 1,13 | 0,065 |
| Válvula | 1 | 600 | 0,20 | 1,13 | 0,013 |
| Te lateral | 1 | 600 | 1,30 | 1,13 | 0,085 |
| Te lateral | 1 | 600x400 | 1,30 | 1,13 | 0,085 |
| Toco L=0,25m | 4 | 400 | 0,25 | 2,55 | 0,331 |
| Válvula | 2 | 400 | 0,20 | 2,55 | 0,132 |
| Tubo L=0,45m | 1 | 400 | 0,45 | 2,55 | 0,149 |
| Te lateral | 1 | 400 | 1,30 | 2,55 | 0,430 |
| Tubo L=0,81m | 1 | 400 | 0,81 | 2,55 | 0,268 |
| Curva 90 ° | 1 | 400 | 0,40 | 2,55 | 0,132 |
| Redução Excentrica | 1 | 400 X 250 | 0,15 | 2,55 | 0,050 |

Hf1=1,890 m



- Cálculo das Perdas de Cargas Localizada no barrilete de recalque

| Localizada no Barrilete de Recalque | Quant. | Ø mm | K | V | hf:K*v^2/2g |
|-------------------------------------|--------|------|-------|------|-------------|
| Redução Concentrica | 1 | 400 | 0,50 | 2,55 | 0,165 |
| Toco L=0,50m | 1 | 400 | 0,40 | 2,55 | 0,132 |
| Curva 90 ° | 5 | 400 | 1,30 | 2,55 | 2,148 |
| Válvula | 1 | 400 | 0,20 | 2,55 | 0,066 |
| Tubo L=0,21m | 1 | 400 | 3,50 | 2,55 | 1,157 |
| Te lateral | 1 | 400 | 1,30 | 2,55 | 0,430 |
| Tubo L=3,50m | 1 | 400 | 3,50 | 2,55 | 1,157 |
| Te direto | 3 | 400 | 0,20 | 2,55 | 0,198 |
| Tubo L=0,734m | 1 | 400 | 0,734 | 2,55 | 0,243 |
| Curva 45 ° | 2 | 400 | 0,20 | 2,55 | 0,132 |

Hf2=0,357 m

- Perda de Carga Linear na Retrolavagem

$H_d = (10,643 \cdot C \cdot 1,85 \cdot D^{-4,87} \cdot Q^{1,85}) \times L$

Onde:

C = 140 (Para Tubos de PVC Vinilfer Defofo)

Ø= 400 mm

L = 222,00m

Q = 320,00 (l/s)

Hf3=0,936m



- Perdas de Carga Atribuída nomeio Filtrante

$$H_{f4}=1,150 \text{ m}$$

- Perdas de Carga Total

$$H_{ftotal}=4,330\text{m}$$

- Desnível Geométrico

ΔG = ((Cota do terreno do Filtro + Altura do Filtro)) - Cota na saída da bomba na sucção

$$\Delta G = (156,91 + 4,40) \text{ m} - 150,230\text{m}$$

$$\Delta G = 161,310 \text{ m} - 150,230\text{m}$$

$$\Delta G = 11,080\text{m}$$

- Altura Manométrica

$$H_m = \Delta G + h_f$$

$$H_m = 11,080 + 4,330$$

$$H_m = 15,510 \text{ m.c.a}$$

$$H_m \cong 16,00 \text{ m.c.a}$$

- Potência da Bomba

$$P = \frac{Q \times H_m \times \gamma}{75\eta}$$

OBs: Consideramos para efeito do cálculo da potência da bomba o rendimento de $\eta = 80\%$.

- Selecionamento dos Conjuntos de Recalque



EXCELÊNCIA ENGENHARIA E MEIO AMBIENTE LTDA - EPP
Projetos de Engenharia, Consultoria, Licenciamento Ambiental e Construção
Civil em Geral

Os conjuntos moto bombas centrífuga de eixo horizontal deverão ter as características abaixo relacionados:

$$Q = 320,00 \text{ l/s (1152 m}^3\text{/h)}$$

$$H_m = 16,00 \text{ m.c.a}$$

$$P \cong 85,33 \text{ c.v}$$

$$P_{\text{Comercial}} = 100 \text{ c.v}$$

Conforme a planilha acima o conjunto motobomba da retro lavagem dos filtros deverá ter as seguintes características vazão Q: 320 l/s e altura manométrica Hm: 23 m.c.a..

Seguem abaixo dois modelos indicados, poderão ser utilizados outros modelos desde que sejam similares aos indicados e atendam as características apresentadas acima.

- KSB METN 300-250-315
- IMBIL INI BLOC 200500 V02 ANSI B16.1 250LB RF



12.3. RECALQUE RAP ETA – RAP FLORAIS

- Cálculo das Perdas de Cargas Localizada no barrilete de sucção

| Localizada no Barrilete de Sucção | Quant. | Ø mm | K | V | $hf: K \cdot v^2 / 2g$ |
|-----------------------------------|--------|-----------|------|------|------------------------|
| Tubo L=1,30m | 1 | 600 | 1,30 | 0,88 | 0,052 |
| Curva 90 ° | 2 | 600 | 0,40 | 0,88 | 0,032 |
| Tubo L=0,22m | 1 | 600 | 0,22 | 0,88 | 0,009 |
| Válvula | 1 | 600 | 0,20 | 0,88 | 0,008 |
| Tubo L=1,00m | 1 | 600 | 1,00 | 0,88 | 0,040 |
| Te lateral | 1 | 600 | 1,30 | 0,88 | 0,052 |
| Tubo L=2,00m | 1 | 600 | 2,00 | 0,88 | 0,080 |
| Te lateral | 1 | 600x400 | 1,30 | 0,88 | 0,052 |
| Te lateral | 1 | 400 | 1,30 | 1,99 | 0,262 |
| Tubo L=1,50m | 1 | 400 | 1,50 | 1,99 | 0,303 |
| Tubo L=0,81m | 1 | 400 | 0,81 | 1,99 | 0,163 |
| Curva 90 ° | 1 | 400 | 0,40 | 1,99 | 0,081 |
| Toco L=0,25m | 2 | 400 | 0,25 | 1,99 | 0,101 |
| Válvula de retenção | 1 | 400 | 2,50 | 1,99 | 0,504 |
| Redução Excentrica | 1 | 400 X 250 | 0,15 | 1,99 | 0,030 |

H_{f1}=1,768 m



- Cálculo das Perdas de Cargas Localizada no barrilete de recalque

| Localizada no Barrilete de Recalque | Quant. | Ø mm | K | V | hf:K*v^2/2g |
|-------------------------------------|--------|-----------|------|------|-------------|
| Redução Concentrica | 1 | 400 X 250 | 0,15 | 1,99 | 0,03 |
| Válvula de retenção | 1 | 400 | 2,50 | 1,99 | 0,50 |
| Toco L=0,50m | 1 | 400 | 0,50 | 1,99 | 0,10 |
| Curva 90 ° | 1 | 400 | 0,40 | 1,99 | 0,08 |
| Tubo L=0,21m | 1 | 400 | 0,21 | 1,99 | 0,04 |
| Válvula | 1 | 400 | 0,20 | 1,99 | 0,04 |
| Te lateral | 1 | 400 | 1,30 | 1,99 | 0,26 |
| Tubo L=4,10m | 1 | 400 | 4,10 | 1,99 | 0,83 |

Hf2=1,888 m

- Cálculo das Perdas de Cargas Localizada na adutora

| Localizada na Linha da Adutora | Quant. | Ø mm | K | V | hf:K*v^2/2g |
|--------------------------------|--------|------|------|------|-------------|
| Tubo L=1,88m | 1 | 400 | 1,88 | 1,99 | 0,379 |
| Curva 90 ° | 10 | 400 | 0,40 | 1,99 | 0,807 |
| Curva 22 ° 30' | 1 | 400 | 0,10 | 1,99 | 0,020 |
| Curva 11 ° 15' | 1 | 400 | 0,20 | 1,99 | 0,040 |
| Curva 45 ° | 5 | 400 | 0,20 | 1,99 | 0,202 |
| Te passagem direta | 4 | 400 | 0,60 | 1,99 | 0,484 |
| Tubo L=2,95m | 1 | 400 | 2,95 | 1,99 | 0,595 |
| Tubo L=5,80m | 1 | 400 | 5,80 | 1,99 | 1,170 |



| | | | | | |
|--------------|---|-----|------|------|-------|
| Tubo L=0,90m | 1 | 400 | 0,90 | 1,99 | 0,182 |
|--------------|---|-----|------|------|-------|

$$Hf3=3,879m$$

- Perda de Carga Linear na Adutora

$$Hd = (10,643 \cdot C \cdot 1,85 \cdot D^{-4,87} \cdot Q^{1,85}) \times L$$

Onde:

C = 140 (Para Tubos de PVC Vinilfer Defofo)

Ø= 400 mm

L = 2.748,00 m

Q = 250,00 (l/s)

$$Hf5=20,888m$$

- Perdas de Carga Total

$$Hftotal=28,423m$$

F. Desnível Geométrico

ΔG = Cota de Chegada no Rap. 2500m³ - Cota na saída da sucção na bomba

$$\Delta G = 204,70 \text{ m} - 150,23 \text{ m}$$

$$\Delta G = 54,47m$$

- Altura Manométrica

$$Hm = \Delta G + hf$$

$$Hm = 54,47 + 28,423$$

$$Hm = 82,89 \text{ m.c.a}$$

$$Hm \cong 83,00 \text{ m.c.a}$$

- Potência da Bomba



$$P = \frac{Q \times Hm \times \gamma}{75\eta}$$

OBs: Consideramos para efeito do cálculo da potência da bomba o rendimento de $\eta = 80\%$.

I. Selecionamento dos Conjuntos de Recalque

Os conjuntos moto bombas centrífuga de eixo horizontal deverão ter as características abaixo relacionados:

$$Q = 250,00 \text{ l/s (900 m}^3\text{/h)}$$

$$Hm = 83,00 \text{ m.c.a}$$

$$P \cong 345,83 \text{ c.v}$$

$$P \text{ Comercial} = 350 \text{ c.v}$$

Conforme a planilha acima o conjunto motobomba de recalque entre o RAP ETA e o RAP Florias deverá ter as seguintes características vazão Q: 250 l/s e altura manométrica Hm: 87 m.c.a..

Seguem abaixo dois modelos indicados, poderão ser utilizados outros modelos desde que sejam similares aos indicados e atendam as características apresentadas acima.

- KSB ETA 250-40
- 250400 V04 ANSI B16.5 150 LB RF



11.2.2 Perda De Carga Câmara De Nível - Reservatório

Considerando ser um trecho pequeno, optamos em realizar a perda de carga na adutora, do trecho entre a saída da câmara de nível e o reservatório, manualmente. Segue abaixo resultado obtido:

- $H_f = 10,65 \cdot \frac{Q^{1,85}}{C^{1,85} D^{4,87}}$

Onde:

$C=150 \quad D=0,4\text{m} \quad Q=0,25\text{m}^3/\text{s}$

$\text{Comprimento da tubulação} + L \text{ equivalente} = 135,00\text{m}$

$H_f = 0,89\text{m}$

Cota da Câmara de Nível – Cota Entrada do Reservatório

$\text{Altura Disponível (AD)} = 158,95 - 157,70 = 1,25$

- Pressão na entrada do Reservatório

Considerando a saída da Câmara de Nível x RAP ETA, teremos a pressão na cota de entrada do reservatório, segue abaixo.

$\text{Pressão na entrada do Reservatório} = \text{AD} - H_f$

$\text{Pressão na entrada do Reservatório} = 1,25 - 0,89$

$\text{Pressão na entrada do Reservatório} = 0,36\text{m}$

A pressão é a força com que a água chega em determinado ponto. Podemos concluir com os cálculos apresentado acima, que a pressão de 0,5m é suficiente para que a água que sai da câmara de nível chegue até o reservatório e abasteça o mesmo.



12.4. DIMENSIONAMENTO DA REDE UTILIZANDO O PROGRAMA CREDE

Para o dimensionamento da Rede de Abastecimento de Água utilizou-se o Crede, um Software para Projeto de Redes de Abastecimento de Água. Os passos utilizados pelo programa para o dimensionamento são:

12.4.1. Arquivo Base para o Projeto

O arquivo base para elaboração do projeto deve ser constituído do traçado de ruas já definidos, locação dos lotes e demais estruturas do empreendimento, além do levantamento topográfico (curvas de nível).

Sendo assim, utilizou-se como base o projeto urbanístico e levantamento topográfico da área de implantação do empreendimento.

12.4.2. Elaboração do Traçado da Rede

Após inseridas as *layers* base, pode-se iniciar o traçado da rede, o qual deve seguir as seguintes regras básicas:

- Atender todos os pontos especificados;
- Estabelecer nós representativos dos pontos de consumo, localização das válvulas e outros dispositivos, além de respeitar as limitações máximas de norma.

A execução do traçado se dá por meio de cliques do botão 1 do mouse nos locais onde serão colocados os nós. A posição da tubulação na via pode ser mudada sempre que necessário, clicando novamente sobre os nós já locados. O programa também permite a inclusão ou exclusão de novos trechos e nós durante a edição.

Durante a elaboração do traçado, o Crede obtém automaticamente as informações de cota do terreno e coordenadas da base topografia. Tais dados podem ser observados clicando-se com o botão 2 do mouse sobre o nó, sobre o qual surgirá o formulário com as informações correspondentes. Caso seja necessário, os dados podem ser modificados, podendo-se trocar o nome do nó, coordenadas, cota do terreno e condições de contorno.

As condições de contorno possíveis para o nó são:

- ✓ Booster em linha;



- ✓ Válvula de controle;
- ✓ Válvula redutora de pressão;
- ✓ Vazão pontual;
- ✓ Reservatório.

12.4..3. Inserção de Dados para o Cálculo da Vazão

O programa permite o cálculo da vazão por meio do fornecimento dos valores de taxa populacional, consumo e coeficientes, os quais devem ser inseridos na caixa “Área de Influência do Nó”, conforme exemplo na Figura 5.

Figura 5 - Área de Influência do Nó.

12.4..4. Inserção de Dados para o Dimensionamento da Tubulação

Os dados para dimensionamento da tubulação podem ser informados por trecho, conforme exemplo a seguir.

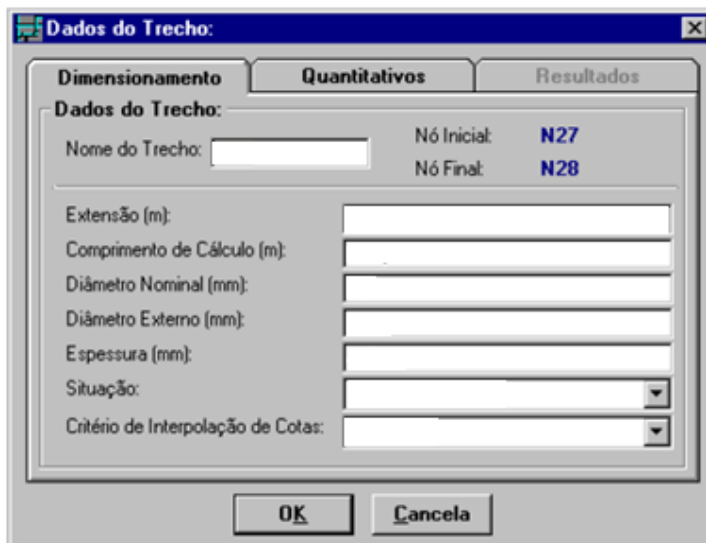


Figura 6 - Dados do Trecho.

12.4..5. Inserção de Dados para o Levantamento de Quantitativos

O levantamento de quantitativos é realizado durante o dimensionamento, dessa forma, devem ser previamente informados:

- Tipo de material a ser empregado na tubulação;
- Tipo de escoramento;
- Tipo de pavimento a ser recomposto;
- Tipo de aterro a ser feito na vala.

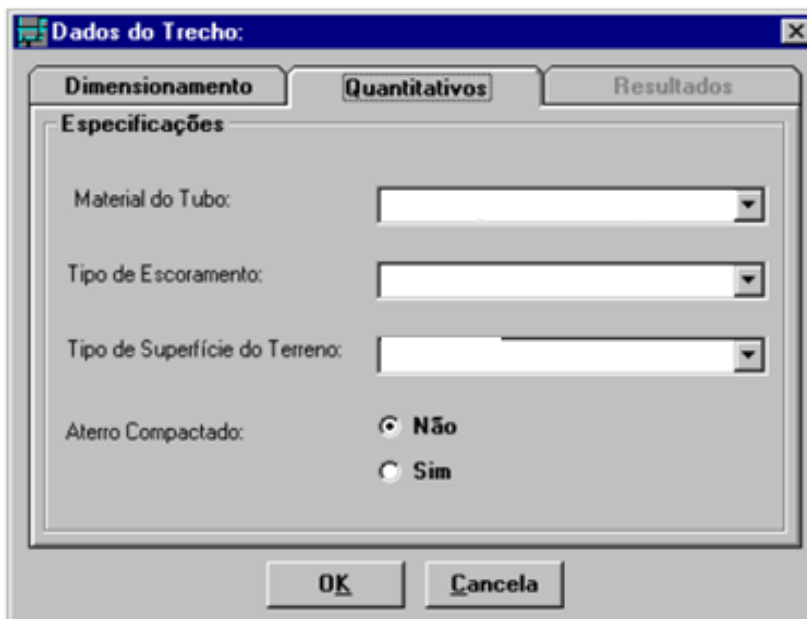


Figura 7 - Dados do Trecho.

12.4..6. O Dimensionamento

Ao prosseguir com o dimensionamento, o programa apresentará a caixa de diálogo conforme Figura 8 a seguir.

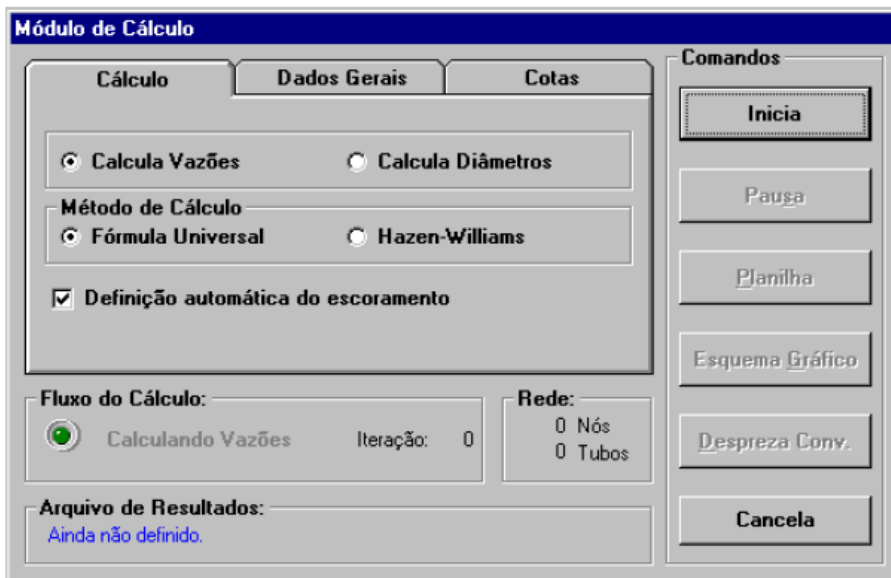


Figura 8 - Exemplo: Caixa de diálogo do programa - Módulo de cálculo.

Nela, devem ser informados:



- Tipo de cálculo (diâmetro ou vazões) – o tipo de cálculo selecionado foi o de dimensionamento dos diâmetros, uma vez que as vazões são conhecidas;
- Método de cálculo (F. Universal ou Hazen-Williams) – o método de calculou utilizado foi o Hazen-Williams;

Quando um cálculo é concluído, o Crede envia os resultados para um arquivo em disco.

12.4..7. Resultados

Quando um resultado de dimensionamento for disponível podem ser plotados perfis e plantas, além da planilha de dimensionamento, com as informações de vazão, diâmetro, velocidade e todas as demais características hidro geométricas. A Figura 9 a seguir, demonstra um exemplo ilustrativo de uma planilha exportada pelo programa.

| Trecho | Nó montante | Nó jusante | Extensão (m) | Vazão (l/s) | DN (mm) | f | Vel. (m/s) | P.Carga (m/km) | P.Carga (m) | H Disp. mon | H Disp. jus (mca) | CotaTer. mon (m) | CotaTer. jus (m) | Cota Piez. | Cota Piez. | Obs. |
|-----------|-------------|------------|--------------|-------------|------------|-------|------------|----------------|-------------|-------------|-------------------|------------------|------------------|------------|------------|----------------|
| T1 | N1 | N2 | 441,05 | 30,81 | 250 | 0,018 | 0,80 | 2,59 | 1,144 | 15,48 | 27,50 | 1286,52 | 1273,36 | 1302,00 | 1300,86 | Rede Projetada |
| T2 | N2 | N3 | 133,75 | 5,02 | 110 | 0,022 | 0,67 | 5,16 | 0,690 | 27,48 | 25,61 | 1273,36 | 1274,54 | 1300,84 | 1300,15 | Rede Projetada |
| T3 | N3 | N4 | 190,24 | 5,02 | 110 | 0,022 | 0,67 | 5,16 | 0,981 | 25,61 | 22,95 | 1274,54 | 1276,21 | 1300,15 | 1299,17 | Rede Projetada |
| T4 | N4 | N5 | 130,79 | 5,02 | 110 | 0,022 | 0,67 | 5,16 | 0,675 | 22,95 | 21,19 | 1276,21 | 1277,30 | 1299,17 | 1298,49 | Rede Projetada |
| T5 | N5 | N6 | 111,30 | 4,42 | 110 | 0,022 | 0,59 | 4,07 | 0,453 | 21,19 | 19,22 | 1277,30 | 1278,82 | 1298,49 | 1298,04 | Rede Projetada |
| T6 | N6 | N7 | 114,56 | 4,42 | 110 | 0,022 | 0,59 | 4,00 | 0,458 | 19,22 | 19,05 | 1278,82 | 1278,53 | 1298,04 | 1297,58 | Rede Projetada |

Figura 9 - Exemplo Ilustrativo: modelo final de planilha apresentado pelo programa.



EXCELÊNCIA ENGENHARIA E MEIO AMBIENTE LTDA - EPP
 Projetos de Engenharia, Consultoria, Licenciamento Ambiental e Construção
 Civil em Geral

12.5. DIMENSIONAMENTO DAS PERDAS DE CARGAS NAS ADUTORAS

12.5.1. Perda de Carga Captação – ETA

Tabela 8 - Planilha de dimensionamento da rede.

| Trecho | Nó | | Extensão (m) | Vazão (l/s) | DN (mm) | C | Vel. (m/s) | P. Carga (m/km) | P. Carga (m) | H. Disp. (m.c.a.) | | Cota Terreno (m) | | Cota Piez. (m) | |
|-----------|-------|------|-----------------|----------------|------------|-------|---------------|--------------------|-----------------|----------------------|-------|---------------------|--------|----------------|--------|
| | Mont. | Jus. | | | | | | | | Mont. | Jus. | Mont. | Jus. | Mont. | Jus. |
| T1 | N1 | N2 | 30,22 | 300,00 | 350 | 0,014 | 2,95 | 17,56 | 0,531 | 29,51 | 18,98 | 146,00 | 156,00 | 175,51 | 174,98 |
| T2 | N2 | N3 | 23,75 | 300,00 | 350 | 0,014 | 2,95 | 17,56 | 0,417 | 18,98 | 18,56 | 156,00 | 156,00 | 174,98 | 174,56 |
| T3 | N3 | N4 | 53,50 | 300,00 | 350 | 0,014 | 2,95 | 17,56 | 0,940 | 18,56 | 18,62 | 156,00 | 155,00 | 174,56 | 173,62 |
| T4 | N4 | N5 | 88,89 | 300,00 | 350 | 0,014 | 2,95 | 17,56 | 1,561 | 18,62 | 18,56 | 155,00 | 153,50 | 173,62 | 172,06 |
| T5 | N5 | N6 | 7,02 | 300,00 | 350 | 0,014 | 2,95 | 17,56 | 0,123 | 18,56 | 18,44 | 153,50 | 153,50 | 172,06 | 171,94 |
| T6 | N6 | N7 | 18,37 | 300,00 | 350 | 0,014 | 2,95 | 17,56 | 0,323 | 18,43 | 13,91 | 153,50 | 157,70 | 171,94 | 171,61 |
| T7 | N1 | N8 | 14,01 | 300,00 | 350 | 0,014 | 2,95 | 17,56 | 0,246 | 29,51 | 29,27 | 146,00 | 146,00 | 175,51 | 175,27 |
| T8 | N8 | N9 | 13,67 | 300,00 | 350 | 0,014 | 2,95 | 17,56 | 0,240 | 0,24 | 0,00 | 146,00 | 146,00 | 146,24 | 146,00 |



12.5..2. 11.2.2.1 Perda de Carga Reservatório ETA - Reservatório Florais

Tabela 9 - Planilha de dimensionamento da rede.

| Trecho | Nó | | Extensão (m) | Vazão (l/s) | DN (mm) | C | Vel. (m/s) | P. Carga (m/km) | P. Carga (m) | H. Disp. (m.c.a.) | | Cota Terreno (m) | | Cota Piez. (m) | |
|--------|-------|------|--------------|-------------|---------|-------|------------|-----------------|--------------|-------------------|-------|------------------|--------|----------------|--------|
| | Mont. | Jus. | | | | | | | | Mont. | Jus. | Mont. | Jus. | Mont. | Jus. |
| T1 | N1 | N2 | 84,78 | 38,06 | 200 | 0,017 | 1,16 | 5,85 | 0,496 | 1,05 | 0,61 | 196,88 | 196,83 | 197,93 | 197,44 |
| T2 | N2 | N3 | 343,42 | 38,06 | 200 | 0,017 | 1,16 | 5,85 | 2,012 | 0,60 | 17,12 | 196,83 | 178,30 | 197,43 | 195,42 |
| T3 | N3 | N4 | 102,36 | 38,06 | 200 | 0,017 | 1,16 | 5,85 | 0,600 | 17,11 | 21,93 | 178,30 | 172,87 | 195,40 | 194,80 |
| T4 | N4 | N5 | 103,17 | 30,00 | 200 | 0,018 | 0,92 | 3,73 | 0,386 | 21,93 | 15,41 | 172,87 | 179,00 | 194,80 | 194,41 |
| T5 | N6 | N1 | 11,51 | 38,06 | 200 | 0,017 | 1,16 | 5,85 | 0,067 | 1,34 | 1,05 | 196,66 | 196,88 | 198,00 | 197,93 |

12.5..3. 11.2.2.2 Perda de Carga Reservatório Florais – Subadutora (Juarez)

Tabela 10 - Planilha de dimensionamento da rede

| Trecho | Nó | | Extensão (m) | Vazão (l/s) | DN (mm) | C | Vel. (m/s) | P. Carga (m/km) | P. Carga (m) | H. Disp. (m.c.a.) | | Cota Terreno (m) | | Cota Piez. (m) | |
|--------|-------|------|--------------|-------------|---------|-------|------------|-----------------|--------------|-------------------|-------|------------------|--------|----------------|--------|
| | Mont. | Jus. | | | | | | | | Mont. | Jus. | Mont. | Jus. | Mont. | Jus. |
| T1 | N1 | N2 | 78,66 | 250,00 | 400 | 0,014 | 2,04 | 7,76 | 0,610 | 30,85 | 30,44 | 197,03 | 196,83 | 227,87 | 227,26 |
| T2 | N2 | N3 | 115,78 | 250,00 | 400 | 0,014 | 2,04 | 7,76 | 0,899 | 30,43 | 32,28 | 196,83 | 194,08 | 227,26 | 226,36 |
| T3 | N3 | N4 | 213,87 | 250,00 | 400 | 0,014 | 2,04 | 7,76 | 1,660 | 32,27 | 29,03 | 194,08 | 195,66 | 226,35 | 224,70 |
| T4 | N4 | N5 | 169,84 | 250,00 | 400 | 0,014 | 2,04 | 7,76 | 1,318 | 29,02 | 26,37 | 195,66 | 197,00 | 224,68 | 223,37 |
| T5 | N5 | N6 | 209,09 | 250,00 | 400 | 0,014 | 2,04 | 7,76 | 1,623 | 26,36 | 30,77 | 197,00 | 190,96 | 223,36 | 221,73 |
| T6 | N6 | N7 | 283,91 | 250,00 | 400 | 0,014 | 2,04 | 7,76 | 2,204 | 30,76 | 46,49 | 190,96 | 173,03 | 221,72 | 219,52 |
| T7 | N7 | N8 | 626,84 | 250,00 | 400 | 0,014 | 2,04 | 7,76 | 4,864 | 46,48 | 22,64 | 173,03 | 192,00 | 219,51 | 214,64 |
| T8 | N9 | N1 | 9,08 | 250,00 | 400 | 0,014 | 2,04 | 7,76 | 0,070 | 31,06 | 30,85 | 196,88 | 197,03 | 227,94 | 227,87 |
| T9 | N10 | N9 | 7,13 | 250,00 | 400 | 0,014 | 2,04 | 7,76 | 0,055 | 1,31 | 1,06 | 196,69 | 196,88 | 198,00 | 197,94 |



12.5..4. 11.2.2.3 Perda de Carga Reservatório Florais – Subadutora (M. Andreazza)

Tabela 11 - Planilha de dimensionamento da rede.

| Trecho | Nó | | Extensão (m) | Vazão (l/s) | DN (mm) | C | Vel. (m/s) | P. Carga (m/km) | P. Carga (m) | H. Disp. (m.c.a.) | | Cota Terreno (m) | | Cota Piez. (m) | |
|--------|-------|------|-----------------|----------------|------------|-------|---------------|--------------------|-----------------|----------------------|-------|------------------|--------|----------------|--------|
| | Mont. | Jus. | | | | | | | | Mont. | Jus. | Mont. | Jus. | Mont. | Jus. |
| T1 | N1 | N2 | 105,54 | 250,00 | 500 | 0,014 | 1,33 | 2,63 | 0,277 | 0,95 | 1,64 | 197,02 | 196,06 | 197,97 | 197,70 |
| T2 | N2 | N3 | 132,93 | 250,00 | 500 | 0,014 | 1,33 | 2,63 | 0,349 | 1,64 | 4,76 | 196,06 | 192,58 | 197,70 | 197,35 |
| T3 | N3 | N4 | 395,18 | 250,00 | 500 | 0,014 | 1,33 | 2,63 | 1,039 | 4,76 | 2,73 | 192,58 | 193,58 | 197,34 | 196,30 |
| T4 | N4 | N5 | 51,85 | 250,00 | 500 | 0,014 | 1,33 | 2,63 | 0,136 | 2,72 | 3,42 | 193,58 | 192,73 | 196,30 | 196,16 |
| T5 | N5 | N6 | 626,93 | 250,00 | 500 | 0,014 | 1,33 | 2,63 | 1,648 | 3,42 | 15,48 | 192,73 | 179,03 | 196,16 | 194,51 |
| T6 | N6 | N7 | 352,89 | 250,00 | 500 | 0,014 | 1,33 | 2,63 | 0,927 | 15,47 | 3,57 | 179,03 | 190,00 | 194,50 | 193,57 |
| T7 | N7 | N8 | 366,96 | 250,00 | 500 | 0,014 | 1,33 | 2,63 | 0,964 | 3,56 | 12,60 | 190,00 | 180,00 | 193,56 | 192,60 |
| T8 | N8 | N9 | 467,05 | 250,00 | 500 | 0,014 | 1,33 | 2,63 | 1,228 | 12,59 | 18,37 | 180,00 | 172,99 | 192,59 | 191,36 |
| T9 | N10 | N1 | 9,58 | 250,00 | 500 | 0,014 | 1,33 | 2,63 | 0,025 | 1,21 | 0,95 | 196,79 | 197,02 | 198,00 | 197,97 |


Fernando dos Santos Sanches
Eng. Sanitarista e Ambiental
CREA MT025568

13. ANEXOS

- ART do responsável técnico;
- Plantas e detalhes do sistema.



EXCELÊNCIA ENGENHARIA E MEIO AMBIENTE LTDA - EPP
Projetos de Engenharia, Consultoria, Licenciamento Ambiental e Construção
Civil em Geral