

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL
MESTRADO EM SANEAMENTO AMBIENTAL

FERNANDO VICTOR GALDINO PONTE

**PROPOSTA DE MODELO PARA ESCOLHA DE TECNOLOGIAS DE
TRATAMENTO DE ÁGUA EM PEQUENAS COMUNIDADES DO SEMIÁRIDO.**

FORTALEZA - CE

2011

FERNANDO VICTOR GALDINO PONTE

PROPOSTA DE MODELO PARA ESCOLHA DE TECNOLOGIAS DE
TRATAMENTO DE ÁGUA EM PEQUENAS COMUNIDADES DO SEMIÁRIDO.

Dissertação Submetida à Coordenação
do Curso de Pós-Graduação em
Engenharia Civil, da Universidade
Federal do Ceará, Como Requisito
Parcial Para Obtenção do Grau de
Mestre em Engenharia Civil.

FORTALEZA - CE

2011

FERNANDO VICTOR GALDINO PONTE

**PROPOSTA DE MODELO PARA ESCOLHA DE TECNOLOGIAS DE
TRATAMENTO DE ÁGUA EM PEQUENAS COMUNIDADES DO SEMIÁRIDO.**

Dissertação Submetida à Coordenação do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Ceará, Como Requisito Parcial Para Obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil.

Aprovada em 10 / 02 / 2011

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. José Capelo Neto (Orientador)

Universidade Federal do Ceará

Profa. Dra. Ana Bárbara de Araujo Nunes

Universidade Federal do Ceará

Prof. Dr. Manoel do Vale Sales

Companhia de Água e Esgoto do Ceará - CAGECE

AGRADECIMENTOS

Ao CNPq, pelo apoio financeiro através da bolsa de mestrado.

À CAGECE – Companhia de Água e Esgoto do Ceará, pelo convênio que proporcionou o desenvolvimento com sucesso do presente trabalho.

Ao Professor José Capelo Neto, por todos os ensinamentos e compreensão durante a orientação.

À Todos os professores e funcionários do Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental e aos colegas da UFC – Universidade Federal do Ceará, Carla Bastos, Victor Cochrane, Ítalo Lima, Gláucia, Wictor Edney, Márcia Rodrigues, Frank Santomany, Ticianá Vidal, Rafahel, que trabalharam juntos com o intuito de crescimento pessoal e profissional.

Aos funcionários da GEPED – Gerência de Pesquisa e Desenvolvimento da CAGECE e a todos os Engenheiros e técnicos do Projeto São José e todo corpo de trabalho do SISAR que contribuíram para a realização deste trabalho.

Aos funcionários da CAGECE, Manoel Sales, Raquel, Régis, Erick, Mário, José Walter, César, Mislene, Átila Telles, Jomávia Lacerda, Helder Cortez, Otaciana, Flávio Sampaio, Sérgio Menezes Ponte, que muito me ajudaram para o desenvolvimento deste trabalho.

Aos meus pais, Fernando Augusto de Melo Ponte e Devarlene da Silva Galdino que me deram suporte para obter o conhecimento necessário para que chegasse onde estou e continuar com determinação.

À minha noiva Rebeca Sales Lôbo, que com muita compreensão e carinho, esteve presente em todos os momentos durante a realização deste trabalho.

A toda minha família, em especial minhas irmãs Camila e Fernanda pelo carinho e ao meu primo Eduardo Ponte pela grande ajuda no desenvolvimento do trabalho.

RESUMO

Os pequenos sistemas de abastecimento de água no semiárido cearense apresentam uma deficiência no que diz respeito à qualidade. O tratamento da água nestas comunidades não está sendo bem eficiente, já que não há uma metodologia para escolha da tecnologia apropriada para o tratamento de água em função da qualidade da água bruta. Tendo em vista essa problemática, foi desenvolvido um modelo simplificado de escolha de tecnologia de tratamento de água para pequenas comunidades, utilizando o Excel 2007. O modelo tem duas etapas: Na primeira, encontram-se os critérios de exclusão, parâmetros tais como a dureza, os cloretos, o flúor, dentre outros. Devido seu tratamento ser tecnicamente inviável em pequenas comunidades rurais, não foram considerados no resultado do modelo. A segunda etapa é a de seleção das tecnologias de tratamento de água propriamente dito, onde ao se selecionar o manancial e algumas de suas características, o modelo será capaz de trazer o melhor sistema para um tratamento eficiente. Juntamente com o resultado do modelo, encontram-se os dimensionamentos hidráulicos e as plantas das estações de tratamento de água propostas. As tecnologias usadas foram o Ciclo Completo, a Filtração Direta Ascendente, a Dupla Filtração e a Oxidação seguida de Filtração rápida Ascendente. Os critérios de seleção foram definidos através de revisão bibliográfica, com exceção dos critérios para escolha da tecnologia para remoção de ferro, que foram encontrados em corridas experimentais realizadas na instalação piloto existente na ETA GAVIÃO.

Palavras - chave: Seleção de tecnologias, Tratamento de água, Saneamento Rural.

ABSTRACT

The water supply systems in Ceará semiarid are deficient with regard to water quality. The water treatment in communities are not being very efficient, since there is no standardization of water treatment plants in relation to the quality of the raw water that is captured. Therefore, it was developed a simplified model of choice selection of water treatment technologies for small communities, which was developed using Excel 2007, where you can make a correct choice of the treatment plant that will supply water to a location. The model consists of two steps. In the first stage are the criteria for exclusion, since it is a simplified model and parameters such as hardness, chloride, fluoride, among others need to be well analyzed, due to their treatment are not feasible for small rural communities and are not in the model's result. The second step is the selection of technologies for water treatment itself, on which selecting the source and its characteristics, the model will be able to bring the best result for an effective treatment. In addition to the model's results are the hydraulic design and the plant water treatment plants chosen. The technologies used were the Complete Cycle, the Direct Ascendant Filtration, the Double Filtration and Oxidation followed by rapid Ascendant Filtration. The selection criteria were included by a bibliographic review of established authors in water treatment and the criteria for choosing the technology that removes iron were developed in the pilot plant at ETA GAVIÃO.

Key - words: Selection of technologies, water treatment, Rural Sanitation.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Mapa do Estado do Ceará e as respectivas unidades do SISAR.	20
Figura 3.1 – Principais tecnologias de tratamento de água.....	34
Figura 4.1 - Esquema de aferição e dosagem de produtos químicos	40
Figura 4.2 - Caixa de distribuição da água com ferro oxidado para as unidades de filtração.....	42
Figura 4.3 – Esquema da instalação piloto de Dupla filtração na unidade de pesquisa da Cagece, situada na ETA Gavião	43
Figura 5.1 – Manuseio de produto químico sem EPIs	50
Figura 5.2 – Gráfico de resultado dos sistemas do SISAR visitados entre outubro e dezembro de 2009 nas unidades BBA, BBJ, BCL e BAJ	51
Figura 5.3 – Gráfico do total de sistemas do SISAR	52
Figura 5.4 – ETA com a tecnologia Ciclo Completo da localidade de Varzinha, em Icó. Captação – poço.....	53
Figura 5.5 - ETA com a tecnologia Filtração Direta Ascendente da localidade de Batatas, em Tururu. Captação – Rio	53
Figura 5.6 – Variação da perda de carga durante a carreira de filtração 1 com água sintética com 10 mg/L de ferro	55
Figura 5.7 –Variação de Turbidez da água filtrada durante a carreira de filtração 1, água sintética com 10 mg/L de ferro	56
Figura 5.8 – Variação da cor aparente da água filtrada durante a carreira de filtração 1 com água sintética com 10 mg/L de ferro	56

Figura 5.9 – Variação da concentração de ferro da água filtrada durante a carreira de filtração 1 com água sintética com 10 mg/L de ferro	57
Figura 5.10 – Variação da perda de carga durante a carreira de filtração 2, água sintética com 7,5 mg/L de ferro	58
Figura 5.11 – Variação da turbidez da água filtrada durante a carreira de filtração 2, água sintética com 7,5 mg/L de ferro	59
Figura 5.12 – Variação da cor aparente da água filtrada durante a carreira de filtração 2, água sintética com 7,5 mg/L de ferro	59
Figura 5.13 – Variação da concentração do ferro da água filtrada durante a carreira de filtração 2, água sintética com 7,5 mg/L de ferro	60
Figura 5.14 – Variação da perda de carga durante a carreira de filtração 3, água sintética com 5 mg/L de ferro	61
Figura 5.15 – Variação da turbidez na água filtrada durante a carreira de filtração 3, água sintética com 5 mg/L de ferro	61
Figura 5.16 – Variação da cor aparente da água filtrada durante a carreira de filtração 3, água sintética com 5 mg/L de ferro	62
Figura 5.17 – Variação de ferro da água filtrada durante a carreira de filtração 3, água sintética com 5 mg/L de ferro	62
Figura 5.18 – Variação da perda de carga durante a carreira de filtração 4, água sintética com 5 mg/L de ferro	63
Figura 5.19 – Variação da turbidez da água filtrada durante a carreira de filtração 4, água sintética com 5 mg/L de ferro	64
Figura 5.20 – Variação da cor aparente da água filtrada durante a carreira de filtração 4, água sintética com 5 mg/L de ferro	64
Figura 5.21 – Variação de resultados de ferro da água filtrada durante a carreira de filtração 4, água sintética com 5 mg/L de ferro	65

Figura 5.22 – Gráfico da concentração média de Ferro na água sintética em relação ao tempo de transpasse	66
Figura 5.23 – Diagrama de blocos do modelo simplificado de seleção de tecnologias de tratamento de água para pequenas comunidades	71
Figura 5.24 – Imagem do modelo simplificado para seleção de tecnologias de tratamento de água com um exemplo para manancial de água subterrânea...	74
Figura 5.25 – Imagem do modelo simplificado para seleção de tecnologias de tratamento de água com um exemplo para manancial de água superficial e ambiente lântico	76
Figura 5.26 – Imagem do modelo simplificado para seleção de tecnologias de tratamento de água com um exemplo para manancial de água superficial e ambiente lótico	78

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1 Dados de serviços do SISAR em cada região do estado do Ceará	21
Tabela 3.1 – Classificação das águas naturais para abastecimento público	31
Tabela 3.2 – Tratamento mínimo necessário para cada tipo de água	32
Tabela 3.3 – Características das águas naturais em função da tecnologia de tratamento recomendada	35
Tabela 3.4 – Parâmetros de qualidade de água bruta e suas respectivas tecnologias	36
Tabela 4.1 - Resumo das visitas técnicas realizadas as comunidades filiadas ao SISAR no interior do Estado do Ceará	38
Tabela 4.2- Especificação da areia do filtro ascendente da instalação piloto...	41
Tabela 4.3. Resumo de parâmetros analisados, metodologia e equipamento utilizado em laboratório na ETA GAVIÃO	46
Tabela 4.4. Frequência de amostragem	46
Tabela 5.1 – Critérios de exclusão utilizados no modelo de seleção de tecnologias de tratamento de água	67
Tabela 5.2 – Parâmetros de qualidade de água de exclusão e seleção no modelo simplificado	68
Tabela 5.3 – Resultados do modelo	70
Tabela 5.4 – Tipos de tecnologias e vazões dos projetos executivos utilizados pelo modelo	72
Tabela 5.5 - Laudo de análises de parâmetros de qualidade de água (exemplo 1)	73

Tabela 5.6 - Laudo de análises de parâmetros de qualidade de água (exemplo 2)..... 75

Tabela 5.7 - Laudo de análises de parâmetros de qualidade de água (exemplo 3)..... 77

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

AO – Água Sintética Oxidada

BAC – Bacia do Acaraú e Coreau

BAJ – Bacia do Alto Jaguaribe

BBA – Bacia do Banabuiu

BBJ – Bacia do Baixo e Médio Jaguaribe

BCL – Bacia do Curu e Litoral

BME – Bacia Metropolitana

BPA – Bacia do Parnaíba

BSA – Bacia do Salgado

Cagece – Companhia de Água e Esgoto do Ceará

CC1 – Ciclo Completo 1

CC2 – Ciclo Completo 2

CC3 – Ciclo Completo 3

DF1 – Dupla Filtração 1

DF2 – Dupla Filtração 2

DF3 – Dupla Filtração 3

EPI – Equipamento de Proteção Individual

ETA – Estação de Tratamento de Água

FDA1 – Filtração Direta Ascendente 1

FDA2 – Filtração Direta Ascendente 2

FDA3 – Filtração Direta Ascendente 3

GESAR – Gerência de Saneamento Rural

h- Hora

KDWSP - Kigezi Diocese Water and Sanitation Programme

KFW - Kreditanstalt für Wiederaufbau

mca – metros de Coluna D'água

MS – Ministério da Saúde

NaOH – Hidróxido de Sódio

NMP – Número Mais Provável

OFA1 – Oxidação Seguida de Filtração Rápida Ascendente 1

OFA2 – Oxidação Seguida de Filtração Rápida Ascendente 2

OFA3 – Oxidação Seguida de Filtração Rápida Ascendente 3

ONG – Organização Não Governamental

ppm – Parte Por Milhão = mg/L

SISAR – Sistema Integrado de Saneamento Rural

uH – Unidade Hazen

UPA – Unidade Padrão de Área (400 μm^2)

uT – Unidade de Turbidez

SUMÁRIO

1.0 INTRODUÇÃO	17
1.1 Problemáticas.....	17
1.2 O Projeto São José	18
1.2.1 Dificuldades operacionais encontradas	18
1.3 SISAR.....	19
2.0 OBJETIVOS	23
2.1 Geral.....	23
2.2 Específicos	23
3.0 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	24
4.0 MATERIAIS E MÉTODOS	37
4.1 Visitas técnicas.....	37
4.2 Qualidade da água	38
4.3 Definição das tecnologias	39
4.4 Descrição da instalação piloto	39
4.5 Características da água pesquisada	44
4.6 Parâmetros analisados	44
4.7 Frequência de amostragem.....	46
4.8 Elaboração de projetos padrões das ETAs	46

4.9 Modelo para seleção de tecnologia de tratamento de água	47
5.0 RESULTADOS E DISCUSSÃO	49
5.1 Tratamento de água em pequenas comunidades filiadas ao SISAR no Estado do Ceará	49
5.2 Qualidade da água	54
5.3 Carreiras de filtração	55
5.4 Modelo simplificado para seleção de tecnologias de tratamento de água para pequenas comunidades	66
5.4.1 Diagrama de blocos.....	66
5.4.2 Projetos das estações de tratamento de água	72
5.4.3 Critérios de projeto	72
5.4.4 Modelo de seleção de tecnologia de tratamento de água	72
5.4.5 Exemplos de aplicação do modelo	73
5.4.5.1 Aplicação do modelo simplificado com água de manancial subterrâneo	73
5.4.5.2 Aplicação do modelo simplificado com água de manancial superficial (Ambiente Léntico)	75
5.4.5.3 Aplicação do modelo simplificado com água de manancial superficial (Ambiente Lótico)	77
5.4.6 Limitações do modelo.....	79
6.0 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	80
7.0 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	82
APÊNDICES	86

APÊNDICE A – RESULTADOS DAS CARREIRAS DE FILTRAÇÃO	87
APÊNDICE B – DIAGNÓSTICO DE PROBLEMAS PROJETO SÃO JOSÉ ...	92
APÊNDICE C – MEMORIAL DE CÁLCULO ETAs PADRÕES	94
APÊNDICE D – PROJETO EM AUTOCAD DAS ETAs PADRÕES.....	224

1.0 INTRODUÇÃO

1.1 Problemáticas

A população rural, principalmente a que habita o semiárido Brasileiro, encontra grandes dificuldades para obter água dentro do padrão de qualidade exigido. Por não disporem de um sistema de abastecimento de água convencional, são buscadas alternativas de abastecimento individuais ou coletivas sem um referencial técnico que lhes garanta a qualidade necessária.

A maior concentração populacional em centros urbanos geralmente implica na diminuição das condições financeiras e na falta de informação disponível das comunidades rurais, levando ao uso de uma água para o consumo humano sem a adequada tecnologia de tratamento. Essa falta de tratamento ou tratamento inadequado gera consequências nefastas aos governos locais tais como custos elevados na saúde além da diminuição dos índices de desenvolvimento humano nos municípios.

Outro agravante deste problema, que ocorre basicamente no semiárido do Nordeste, é a escassez de água disponível para as mais diversas utilizações inclusive para o consumo humano, em razão do regime pluviométrico inconstante. Essa escassez, quando aliada à baixa capacidade de tratamento dos sistemas, geralmente causa racionamento na distribuição e comprometimento da qualidade da água fornecida à população.

Aborda-se, nesse estudo, a gestão das águas de abastecimento humano no semiárido focando-se principalmente na qualidade da água dos mananciais utilizados para o abastecimento em pequenas comunidades rurais do estado do Ceará e na seleção da tecnologia de tratamento adequada para cada água bruta.

Para análise da situação dessas localidades, parte-se de um contexto geral da situação da água, obtido na literatura, buscando a realidade mundial das regiões semiáridas, passando-se pela África, América do Norte, América do Sul, Brasil e, enfim, focando-se no interior do Ceará.

Pesquisas de campo, realizadas em pequenas comunidades filiadas ao Sistema Integrado de Saneamento Rural - SISAR, além de problemas apresentados por profissionais que militam nesta área, foram fundamentais para a identificação da necessidade de maior atenção para a água consumida nesses locais.

Com base nos dados reunidos durante a pesquisa, projetou-se doze estações de tratamento de água, com quatro tecnologias de tratamento diferentes (Filtração Direta Ascendente, Dupla Filtração, OFA e Ciclo Completo), com vazões de 5, 10 e 15 m³/h, apresentadas na metodologia e com vazões dentro do escopo do Projeto São José e SISAR.

Chegando ao objetivo maior do trabalho, após revisão da literatura e pesquisas operacionais em escala piloto, foi desenvolvido um modelo simplificado de seleção de tecnologia para tratamento de água em pequenas comunidades. Este modelo de seleção foi desenvolvido na Planilha Eletrônica Excel 2007®, o qual poderá apontar para um dos projetos executivos mencionados anteriormente.

1.2 O Projeto São José

Segundo Araújo (2003), o Projeto São José é desenvolvido em comunidades rurais do estado do Ceará e foi concebido para ser o eixo central das estratégias do Governo do Estado do Ceará no combate à pobreza rural e foi criado em 1995. Atua em 177 dos 184 municípios do Ceará. Um dos seus objetivos é implantar Sistemas de Abastecimento de Água tratada e hidrometrada em comunidades da zona rural, que possuam entre 50 e 250 famílias e manancial definido.

1.2.1 Dificuldades operacionais encontradas

De acordo com pesquisa realizada no Projeto São José, com o Engenheiro Flávio Farias Sampaio em março de 2009, questionário em anexo no APÊNDICE B, no processo de operacionalização do Projeto são encontradas várias dificuldades pelas comunidades beneficiadas, pelos técnicos e Órgãos do Governo vinculados. Seguem os mais visíveis:

- Água bruta com teor de ferro muito elevado e tecnologia de tratamento inapropriada, não conseguindo assim uma qualidade de água apropriada;
- Águas superficiais de ambientes lênticos com o nível trófico muito elevado, prejudicando a carreira de filtração, a qualidade da água e aumentando as perdas no processo do tratamento;
- Falta de padronização na construção dos projetos, acarretando erros na construção, má qualidade da água distribuída e desperdício de recursos;
- Operação das estações de tratamento de água inadequada devido às deficiências construtivas acarretando grandes consumos de produtos químicos e de energia elétrica, aumentando assim os custos operacionais.

1.3 SISAR

Logo após a construção das estações de tratamento de água nas pequenas comunidades pelo Projeto São José, a gestão destas unidades pode ser feita pelas prefeituras locais, pela comunidade ou através da associação comunitária local integrada a uma federação tal como o Sistema integrado de Saneamento Rural, o SISAR, a qual tem a responsabilidade de administrar os serviços, garantir o acesso da população e a sustentabilidade financeira do sistema.

De acordo com o corpo técnico da gerência de saneamento rural da CAGECE, composto por Átila Telles e Jomávia Lacerda, o SISAR é uma organização não governamental, sem fins lucrativos, formada pelas associações comunitárias que possuem sistemas de abastecimento de água e esgoto, pertencentes à mesma bacia hidrográfica e as circunvizinhas, ver Figura 1.1. O SISAR surgiu com apoio da Cagece, do Governo do Estado do Ceará, do Banco KfW, das Prefeituras e comunidades.

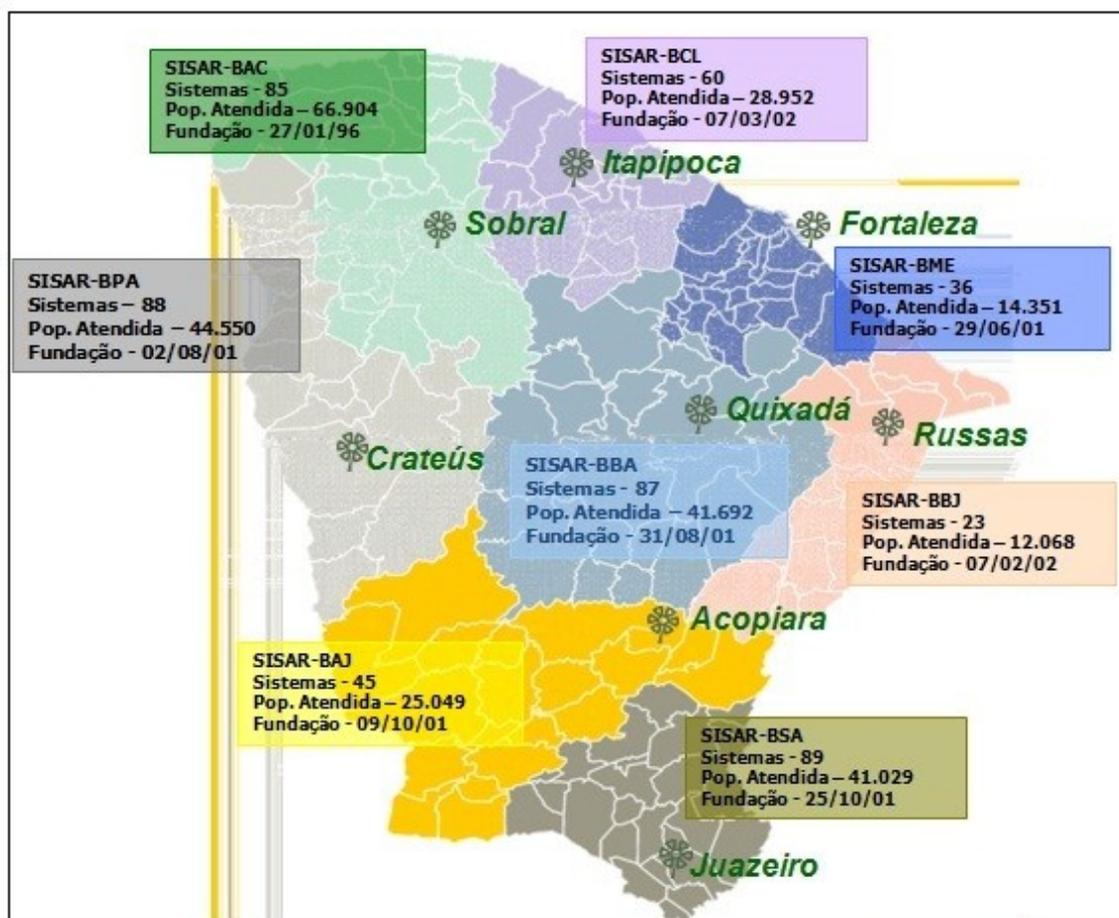


Figura 1.1 – Mapa do Estado do Ceará e as respectivas unidades do SISAR.

Fonte: SISAR (2008)

A sustentabilidade econômica destes sistemas é garantida pela atuação do SISAR principalmente devido à estruturação tarifária existente. Além disso, a forma de representação comunitária possibilita a troca de experiências além do fortalecimento das comunidades no que diz respeito à manutenção e acompanhamento da operação das ETAs construídas. A Tabela 1.1 traz, em síntese, dados sobre o serviço implementado pelo SISAR nas regiões e como se divide em todo o estado do Ceará.

Tabela 1.1 Dados de serviços do SISAR em cada região do estado do Ceará.

SISAR	N.º DE MUNICÍPIOS	N.º DE LOCALIDADES	N.º DE LIGAÇÕES	POPULAÇÃO BENEFICIADA	% TOTAL
BAC	26	85	15.240	66.904	24,36%
BAJ	12	45	5.706	25.049	9,12%
BBA	18	86	9.497	41.692	15,18%
BBJ	8	23	2.749	12.068	4,39%
BCL	17	60	6.595	28.952	10,54%
BME	9	36	3.269	14.351	5,23%
BPA	13	88	10.148	44.550	16,22%
BSA	21	89	9.346	41.029	14,94%
TOTAL	124	512	62.550	274.595	100,00%

Fonte: SISAR julho/2008

O SISAR representa uma conquista para a sociedade com um todo (usuários e empresa pública principalmente) sendo, portanto uma alternativa à privatização dos serviços de saneamento e proporcionado economia aos cofres públicos para investimentos em outras comunidades.

O modelo do SISAR dá responsabilidade aos usuários pela manutenção e operação dos sistemas de abastecimento de água, ficando a cargo da comunidade a oferta de uma água de boa qualidade e com baixo custo.

Embora este modelo seja bem aceito pelas comunidades rurais, os desafios ainda são enormes. Um deles é a adequabilidade técnica das estações de tratamento de água construídas pelo Projeto São José à realidade da água bruta disponível e à situação financeira da população abastecida. Os modelos de estações de tratamento de água aplicados atualmente são baseados em padrões estabelecidos para grandes comunidades onde o fator 'escala' pode ser levado em consideração.

Como o SISAR trabalha com vazões de pequena monta (Maximo em torno de 15 m³/h) tais padrões citados anteriormente não tem uma aplicabilidade direta em pequenas ETAs. Além disso, há no projeto São José, uma grande dificuldade para definir parâmetros de projeto tais como tecnologia adequada, taxas de aplicação superficial, parâmetros hidráulicos dentre outros

já citados, que permitam o desenvolvimento de ETAs apropriadamente projetadas e construídas para uma operação eficiente e barata.

2.0 OBJETIVOS

2.1 Geral

Desenvolver um modelo simplificado de seleção de tecnologias de tratamento de água sustentável do ponto de vista técnico para pequenas comunidades no semiárido levando em consideração a qualidade da água bruta disponível.

2.2 Específicos

- Fazer um diagnóstico dos principais problemas técnicos do Projeto São José e das pequenas comunidades ligadas ao SISAR no Estado do Ceará;
- Desenvolver metodologia simplificada para a escolha da tecnologia de tratamento de água em pequenas comunidades;
- Padronizar ETAs para cada tipo de água bruta e vazões específicas;
- Identificar o limite de concentração de Ferro total em águas subterrâneas que podem ser tratadas via Filtração Ascendente.

3.0 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O crescimento desordenado das cidades e das indústrias tem trazido graves conseqüências ao meio ambiente. Embora o Brasil seja um país privilegiado no que diz respeito à distribuição de mananciais de água, possuindo um quinto das reservas mundiais de água potável (DI BERNARDO, 2005), a má utilização e manutenção desses recursos podem trazer prejuízos a todo o ecossistema.

Segundo Heller e Pádua (2006) pode-se observar vantagens que são atribuídas ao aproveitamento das águas subterrâneas em relação às águas superficiais, como por exemplo, a não variabilidade sazonal, não afetando assim a qualidade e a quantidade da água, que são perigosamente modificadas em reservatórios superficiais.

As águas subterrâneas apresentam-se geralmente menos poluídas, devido seu armazenamento no subsolo, que as mantém protegidas dos agentes poluidores da superfície terrestre, podendo as vezes serem utilizadas sem tratamento (Cirilo et al., 2007). Para garantir que essa água siga os padrões de potabilidade da portaria 518/2004, normalmente se aplica apenas uma simples desinfecção para que seja fornecida com a certeza que não foi contaminada no decorrer da rede de abastecimento. Vale ressaltar que o processo denominado 'simples desinfecção' não é mais admitido pela legislação brasileira que regula o padrão de potabilidade, em se tratando de águas superficiais (DI BERNARDO, 2003).

Infelizmente, embora os mananciais subterrâneos sejam imprescindíveis para a saúde e economia das comunidades de pequeno porte, pouca atenção é dada a esse recurso tão valioso. Segundo Santos (2007) a poluição das águas pode ocorrer de varias formas, sendo uma delas a infiltração e vazamento de sistemas de tratamento e coletores de esgoto. A prevenção deveria ser amplamente trabalhada, obedecendo, por exemplo, a NBR 7229 (1993) que exige distâncias horizontais mínimas de tanques sépticos para corpos d'água de qualquer natureza.

Já as águas superficiais estão mais vulneráveis à poluição devido a diversos tipos de contaminação (Cirilo et al., 2007), sejam eles de origem doméstica ou industrial, necessitando assim de uma estação de tratamento de água – ETA, a qual tem por objetivo transformar água bruta em água tratada conforme a legislação vigente (PAZ, 2005).

Apesar dos esforços, a realidade nos países em desenvolvimento ainda é muito precária. Segundo Mota (2006), uma parcela significativa da população mundial não dispõe de sistemas de abastecimento de água adequados, sendo obrigada a utilizar-se de soluções não sanitárias, as quais resultam geralmente na incidência de muitas doenças e até mortes.

O percentual de pessoas que gozam do benefício do abastecimento com água potável em países em desenvolvimento é desalentador. No meio rural Brasileiro somente 2% da população são atendidos por sistemas de esgoto sanitário e 24 milhões de pessoas não dispõem de água potável, isto sem falar de milhões de pessoas que recebem água cuja qualidade não corresponde às recomendações da Organização Mundial da Saúde, nem aos padrões nacionais e internacionais (FREIRE, 2005).

As doenças relacionadas com a água que afetam a saúde do homem são relativamente muito difundidas e abundantes nas áreas rurais dos países em desenvolvimento. Segundo Saunders e Warford (1983), a instalação de um sistema de abastecimento de água potável em uma comunidade, pode proteger as pessoas contra cólera, doenças de pele, diarreia e esquistossomose, todas doenças que tem grande relação com a água.

A água bruta, devido à poluição e a falta de proteção dos mananciais, traz vários riscos à saúde humana. Para Paz, 2007, o risco surge quando a água possui a capacidade de transportar agentes contaminantes, os quais podem causar doenças no homem ou alterar o desempenho normal das tarefas na comunidade. O tipo de manancial determina o risco que a tecnologia tem que eliminar ou reduzir até valores padronizados na portaria 518 (2004). Os riscos podem ser físicos, microbiológicos e químicos (PAZ, 2007). Em pequenas comunidades não é comum se ter a presença dos riscos químicos

devido à distância de indústrias, porém ainda pode-se encontrar esse risco em áreas irrigadas com pesticidas e herbicidas, por exemplo. Já os riscos microbiológicos são mais comuns, devido à inexistência de uma ETA ou quando a mesma está implantada, devido a falhas de operação, onde é comum a falta de aplicação dos produtos químicos para desinfecção.

Segundo Bastos, 2007, o nordeste do Brasil é a região semiárida mais povoada do mundo. Cerca de 11 milhões de pessoas que vivem nas áreas rurais não têm acesso à água potável. Elas precisam percorrer vários quilômetros para encontrar uma fonte de água, que geralmente não está própria ao consumo humano. A região apresenta altos índices de mortalidade infantil como resultado das diarreias causadas pelo consumo de água contaminada. Tendo em vista essa problemática, surgiu o conceito de saneamento rural, com aplicação de técnicas para abastecimento de água e autogestão dos sistemas de adução, tratamento e distribuição.

Um grande número de pessoas que vive em áreas rurais, não dispõe de acesso a uma fonte higiênica e conveniente de água (SAUNDERS;WARFORD, 1983). No Brasil e especificamente no Estado do Ceará, a falta de infraestrutura e políticas públicas no passado, tem trazido diversos problemas de abastecimento de água principalmente nos núcleos urbanos da zona rural, ocasionando um desequilíbrio na qualidade de vida dos que habitam essas áreas e contribuindo para uma menor evolução sócio-econômica do estado.

Segundo Saunders e Warford (1983) os sistemas de abastecimento de água potável em áreas rurais dos países em desenvolvimento podem afetar a produção e crescimento econômicos locais, regionais e nacionais. Tendo como conseqüências, a melhoria nas condições de saúde e produtividade do trabalho, redução da taxa de mortalidade e morbidade, redução na disseminação de doenças, mais tempo disponível para o trabalho produtivo, diminuição da migração rural-urbana e redução de custos com saúde. Andrade (2002) cita que os dados da Organização Mundial de Saúde (OMS) indicam que para cada dólar investido em saneamento básico são economizados cinco dólares em serviços de serviços de saúde curativa e que números do Ministério

da Saúde sustentam que 70% das internações hospitalares são decorrentes da falta de saneamento básico.

De acordo com Wijk-Sijbesma (2002), não é viável a existência de comunidade sem algum tipo de sistema de abastecimento de água. Os projetos podem e devem ser, planejados e fundamentados na avaliação das atuais condições, como na avaliação das fontes de água existentes, nas técnicas de tratamento, nas condições financeiras, nas prováveis deficiências administrativas, sociais e ambientais, fazendo parte de qualquer estudo de viabilidade da linha de base. Depois de avaliar as condições existentes e estabelecidas, as demandas, necessidades e condições de melhoria, cada comunidade apresenta seu resultado de proposta preliminar, ou pré proposta. Nesta etapa, a definição de prioridades e seleção das propostas preliminares vem em primeiro lugar, seguido pela alocação de recursos financeiros e humanos para ajudar com planejamento detalhado e projeto.

Em um programa participativo, as mulheres e homens representantes das comunidades envolvidas, participam com decisões mais apropriadas para um processo comum. No processo, cuidados especiais são necessários para assegurar que as comunidades mais fracas não sejam prejudicadas. Aqueles com menos desenvolvimento de liderança, ou que sofrem conflitos sociais, muitas vezes, exigem mais assistência e mais tempo para concluir o processo. Já as comunidades mais favorecidas podem dominar a competição por recursos e projetos. Esse é o processo preliminar de seleção de projetos para comunidades de pequeno porte (WIJK-SIJBESMA, 2002).

Wijk-Sijbesma (2002) continuam dando ênfase na gestão das pequenas comunidades, detalhando o planejamento e a tomada de decisões, onde uma vez que uma proposta foi selecionada e os recursos foram atribuídos, a próxima etapa é planejamento detalhado. Equipes de apoio ao programa agora utilizarão seu *know-how* técnico e social para ajudar as comunidades a considerar os prós e contras de diferentes opções técnicas e organizativas de forma a fazer escolhas melhor fundamentadas.

De acordo com Borges (2003) vários projetos já desenvolvidos propiciaram melhores condições de vida para populações mais isoladas e comunidades rurais no Brasil. O Projeto Água é Vida já foi responsável pela construção de 321 cisternas familiares, 23 cisternas comunitárias, 38 barragens subterrâneas, 19 poços amazonas e pela restauração de nove poços artesianos. As obras beneficiaram 65 comunidades do semi-árido brasileiro, localizadas em quatro estados - Rio Grande do Norte, Alagoas, Minas Gerais e Pernambuco. Foram realizadas com recursos doados por empresas parceiras e mão-de-obra das 408 famílias beneficiadas. As cisternas familiares atendem ao consumo de uma família de cinco ou seis pessoas e é capaz de armazenar até 16 mil litros de água de chuva. Já as comunitárias armazenam 50 mil litros e são utilizadas principalmente por escolas rurais e prédios públicos.

Segundo Bastos (2007), consideram-se fontes alternativas de água aquelas que não estão sob concessão de órgãos públicos ou que não sofrem cobrança pelo uso ou, ainda, que fornecem água com composição diferente da água potável fornecida pelas concessionárias. Dentre as fontes alternativas pode-se citar o aproveitamento da água da chuva.

O México como um todo é rico em antigas e tradicionais tecnologias de coleta de água da chuva, datadas da época dos Astecas e Mayas. No século X, ao sul da cidade de Oxlutzcab, a agricultura era baseada na coleta da água da chuva, sendo a água armazenada em cisternas chamadas de Chultuns (GNADLINGER, 2000).

Em comunidades do Sri Lanka, técnicas de colheita de água de chuva vêm sendo utilizadas para atender a usos domésticos; porém, a água não podia ser armazenada por um longo período em função da deterioração de sua qualidade. A partir de 1995, um programa do governo federal foi iniciado para promover a construção de tanques de armazenamento de capacidade de 5.000 litros, providos de um sistema de filtro, que garantia a qualidade adequada da água (PALMIER, 2001).

A política de universalizar os serviços de abastecimento de água do Governo do Estado do Ceará está sendo priorizada através de programas

similares aos citados por Wijk-Sijbesma (2002), onde são implantados sistemas de abastecimento de água com modelos de gestão de auto-gerenciamento e auto-sustentabilidade, ou seja, a própria comunidade é responsável pela manutenção e operação dos sistemas implantados, com um suporte técnico do SISAR. Os investimentos têm origem da Cagece, projeto Alvorada, projeto São José e do banco Alemão KFW.

Para Lockwood (2004) a operação e manutenção são fundamentais para o sucesso em autogestão comunitária, pois assegura longevidade e bom funcionamento da infra-estrutura do sistema de abastecimento de água rural. Operação refere-se à administração corrente e manuseio de um abastecimento de água. Isto inclui o manuseio correto de equipamentos pelo operador para garantir longa vida útil do sistema. O bom funcionamento de uma estação de tratamento de água resulta em uma utilização ótima dos equipamentos e insumos e contribui para uma redução da necessidade de manutenção, diminuindo assim o custo do metro cúbico (m³) da água. É importante lembrar que, segundo GADGIL e DERBY (2003) as ONGs têm um papel crucial a desempenhar nestas parcerias, por estarem envolvidas em políticas públicas para garantir o acesso de água potável para todos aqueles em necessidade, especialmente os pobres e não atendidos.

A autogestão de comunidades é um modelo bastante aceitável para gerir o abastecimento de água rural por conta de uma aceitação muito elevada das partes interessadas nos ciclos do desenvolvimento rural, mas principalmente devido à incapacidade dos governos em manter estas pequenas infra-estruturas de abastecimento de água (CARTER;TYRREL;HOWSAM, 1999).

Em outros países do mundo, também podemos observar esse tipo de gestão de pequenas comunidades rural, quando se fala em saneamento. Por exemplo, no Zimbábue, de 1980 a 2002, houve um aumento substancial da cobertura de serviços rurais de 5% para 39% em termos de esgotamento sanitário e de 30% para 78% em termos de abastecimento de água (ONU, 2004).

Nos últimos anos, as instalações para o abastecimento de água rural no Zimbábue têm sido afetadas pela redução orçamentária, com isso foi adotado o CBM, que é um tipo de gestão baseada na comunidade. CBM é baseada no conceito de descentralização de associações, que tem sido bem aceita pelos usuários beneficiados, já que é um sistema de autogestão. Acredita-se que através do desenvolvimento de um senso de propriedade, promovendo a participação e a partilha de custos entre os usuários, os serviços de abastecimento de água serão sustentáveis (HOKO; DEMBERERE; SIWADI, 2009).

Define-se sustentabilidade como *“algo que se deve ou não continuar a trabalhar ao longo do tempo”*. Acrescenta ainda que, é a motivação das partes envolvidas tais como ONG's, financiadores e principalmente os moradores e gestores das comunidades, que garante a manutenção dos sistemas, a recuperação dos custos e por fim a continuidade do apoio e suporte às comunidades (CARTER; TYRREL; HOWSAM, 1999).

Em Uganda, atualmente 56% da população tem acesso a água potável, segundo a ONU (Human Development Report, 2005). O modelo de prestação de serviço de abastecimento de água em comunidades rurais em Kigezi-Uganda, programa KDWSP, “Kigezi Diocese Water and Sanitation Programme”, tem sido sustentável. Até agora tem servido a cerca de 200.000 pessoas com abastecimento de água, esgoto e educação de higiene, adicionando-se a esse número 20.000 a 25.000 por ano (CARTER; RWAMWANJA, 2006).

Na Etiópia o abastecimento de água cobre apenas 16% da população em comunidades rurais (LOOCKWOOD, 2004). Entretanto, com esse modelo de gestão com apoio governamental e de ONGs, desenvolve-se um plano estratégico prevendo que em 2025 essa cobertura aumente para 40%. O plano inclui uma gama completa de opções de tecnologias de tratamento, cada uma baseada na qualidade e na variação dos recursos hídricos em todo o país.

Apesar dos avanços substanciais nos últimos 100 anos na saúde pública, tecnologia e medicina, 33% da população do mundo, composta por

camadas mais pobres dos países em desenvolvimento, não têm acesso a um abastecimento seguro de água (GADGIL; DERBY, 2003).

O abastecimento de água compreende as etapas de captação, tratamento e distribuição. A captação muitas vezes requer bombeamento e, sendo este bombeamento realizado a base de energia elétrica, torna-se muitas vezes inviável à implantação de sistemas de abastecimento para pequenas comunidades (BORGES, 2003).

Outra grande dificuldade encontrada como resultado do diagnóstico é manter a qualidade de funcionamento dos sistemas, ou seja, continuar dando suporte para que as comunidades sejam abastecidas com água de qualidade, dentro dos padrões de potabilidade vigente. Esta problemática geralmente está relacionada com a tecnologia de tratamento utilizada, já que muitas vezes, durante as etapas de projeto, licitação das obras, compras dos equipamentos e durante a construção, fiscalização e análise de projeto, critérios técnicos não são observados com atenção, como a NBR 12216 de 1992, onde se estabelece que o tratamento requerido deve obedecer critérios fundamentados na qualidade da água bruta, conforme Tabela 3.1 e 3.2.

Tabela 3.1 – Classificação das águas naturais para abastecimento público.

TIPOS	A	B	C	D
DBO 5 dias (mg/L):				
média	até 1,5	1,5 - 2,5	2,5 - 4,0	> 4,0
máxima, em qualquer amostra	1,0 - 3,0	3,0 - 4,0	4,0 - 6,0	> 6,0
Coliformes (NMP/100mL):				
média mensal em qualquer mês	50,0 - 100,0	100,0 - 5000,0	5000,0 - 20000,0	> 20000,0
máximo	> 100 cm	> 5000 cm	> 20000 cm	-
	menos de 5% das amostras	menos de 20% das	menos de 5% das amostras	-
Ph	5,0 - 9,0	5,0 - 9,0	5,0 - 9,0	3,8 - 10,3
Cloretos	< 50	50,0 - 250,0	250,0 - 600,0	> 600,0
Fluoretos	< 1,5	1,5 - 3,0	> 3,0	-

Fonte: NBR 12216 (1992)

Tabela 3.2 – Tratamento mínimo necessário para cada tipo de água.

Classe da água	Tratamento mínimo
Tipo A	Desinfecção e correção do Ph;
Tipo B	Desinfecção e correção do Ph, além disso: a) Decantação, para águas contendo sólidos sedimentáveis, quando, por meio desse processo, suas características se enquadrem nos padrões de potabilidade;ou b) Filtração, precedida ou não de decantação, para águas de turbidez natural, medida na entrada do filtro, sempre inferior a 40 UNT e cor sempre inferior a 20 Unidades, referidas aos padrões de platina;
Tipo C	Coagulação, seguida ou não de decantação, filtração em filtros rápidos, desinfecção e correção do Ph;
Tipo D	Tratamento mínimo do tipo C e tratamento complementar apropriado a cada caso.

Fonte: NBR 12216 (1992)

Observou-se que no sistema de autogestão, muitas vezes não há compatibilização entre a tecnologia adotada e a qualificação exigida para o operador, gerando problemas operacionais na ETA. Muito embora haja uma tentativa de capacitação dessas pessoas, tais esforços esbarram geralmente no pouco interesse do operador, devido principalmente à baixa remuneração recebida já que a mesma depende da quantidade de ligações na comunidade. Como a remuneração dos operadores é pequena, os mesmos buscam outras formas de garantir sua sobrevivência, deixando a operação do sistema em segundo plano e diminuindo assim a eficiência do tratamento.

Há muitas situações em que o tratamento da água bruta é necessário para torná-la apta para o consumo humano e uso doméstico. Os problemas de acessibilidade e complexidade técnica associada com instalações de tratamento de água de pequeno e médio porte são relevantes para todos os altos e baixos da economia dos países de baixa renda (GALVIS, 2002).

Um serviço eficiente de abastecimento de água é fundamental para o desenvolvimento das comunidades. No Brasil, apesar das tentativas de incrementar a cobertura, ainda existem comunidades sem acesso adequado a este benefício. As políticas do país continuarão limitadas enquanto não forem fortalecidos os aspectos técnicos, ambientais, sociais, culturais, econômicos e institucionais que permitam a implantação de obras sanitárias eficientes e sustentáveis. Neste caso, uma seleção apropriada das tecnologias de tratamento é fundamental para o êxito dos projetos (PAZ, 2006).

Para Libânio (2008), o tratamento de água consiste na remoção de partículas suspensas e coloidais, matéria orgânica, microorganismos e outras substâncias possivelmente deletérias à saúde humana, porventura presentes nas águas naturais, aos menores custos de implantação, operação e manutenção, gerando o menor impacto ambiental às áreas circunvizinhas.

Montgomery (1985) define que as principais premissas para se chegar a conclusão de qual tecnologia será aplicada no tratamento de água são as características da água bruta; os custos de implantação, manutenção e operação; manuseio e confiabilidade dos equipamentos; flexibilidade operacional; localização geográfica e características da comunidade; e disposição final do lodo.

Com relação a tratamento de águas em pequenas comunidades rurais, pode-se utilizar de tecnologias que supram a necessidade de tornar a água potável, mas sempre pensando nos custos. Assim, Kawamura (2000) dá exemplos de algumas tecnologias a serem utilizadas como a filtração direta e suas variações e o tratamento convencional, como mostra a tabela 3.3.

Independentemente da tecnologia escolhida para uma família ou comunidade, os principais fatores que contribuem para o sucesso ou o fracasso da tecnologia será a educação, sensibilização e participação da comunidade.

Nas localidades onde é comum haver problemas na qualidade da água, como protozoários, bactérias, vírus e contaminantes químicos, o sistema de filtração lenta com areia pode ser uma boa tecnologia de tratamento para uma

pequena comunidade. O filtro de areia lento é uma boa solução, desde que os materiais estejam disponíveis para a construção e o fluxo de água necessário seja pequeno. Embora a qualidade da água filtrada seja geralmente boa, Di Bernardo (1999) relata que o filtro de areia lento opera apenas com taxas geralmente inferiores a 6 m³/dia, por metro quadrado de área de superfície do filtro. Esta é uma consideração importante ao instalar um filtro em uma comunidade rural.

As vantagens da filtração lenta podem diminuir drasticamente em algumas épocas do ano, quando piora a qualidade da água bruta, acarretando valores relativamente altos de turbidez, causando, portanto uma redução substancial na duração das carreiras de filtração, além do efluente produzido resultar com qualidade inferior (PATERNIANI; CONCEIÇÃO, 2004).

Paz (2007) ilustra cada operação unitária utilizada nas principais tecnologias de tratamento de água, na figura 3.1.

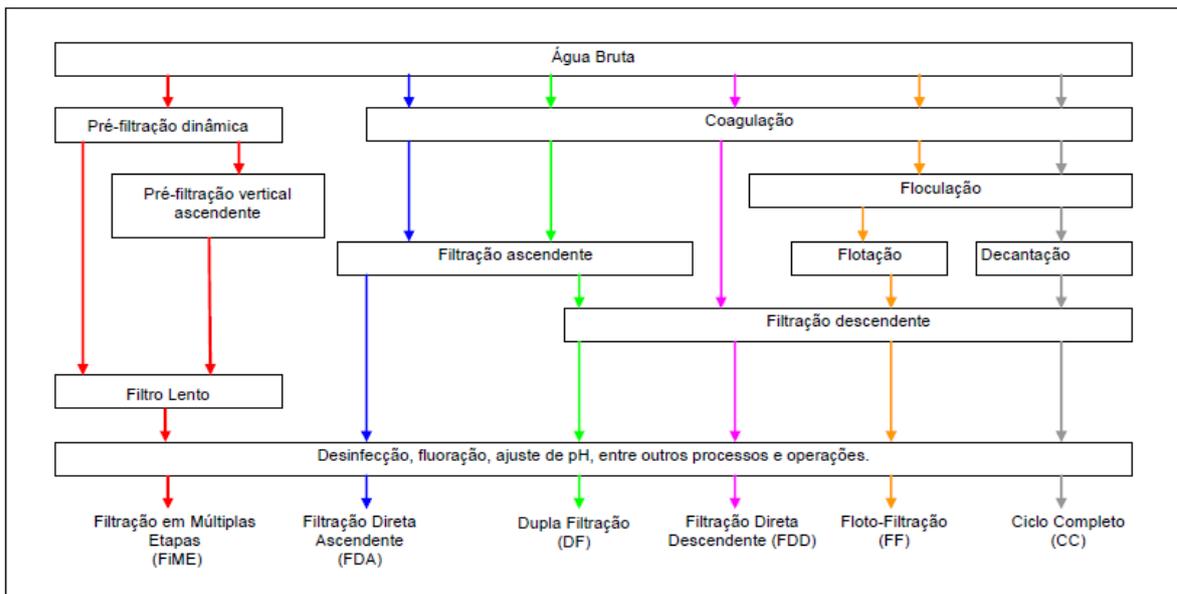


Figura 3.1 – Principais tecnologias de tratamento de água

Fonte: PAZ (2007)

Como o principal fator para definição da tecnologia a ser utilizada é a característica da água bruta, são apresentados na Tabela 3.3 os limites recomendados para algumas características das águas naturais.

Tabela 3.3 – Características das águas naturais em função da tecnologia de tratamento recomendada.

Característica\Tecnologia	Convencional ou Completo	Dupla Filtração	Filtração Direta
Turbidez (uT)	< 3000	< 50	< 20
Cor Aparente (uC)	< 1000	< 50	< 20
<i>E. coli</i> (NMP/100ml)	< 10 ⁵	< 10 ³	< 10 ³
Densidade de Algas(UPA/ml)	<10 ⁵	< 5000	< 10 ³

Fonte: Adaptado de Kawamura (2000).

Di Bernardo (2003) usa uma metodologia, ilustrada na tabela 3.4, onde se aplica estatística nos resultados de parâmetros como cor, turbidez, sólidos em suspensão, densidade de algas, coliformes fecais e *E. coli* para definir a tecnologia de tratamento de água a ser utilizada. Esta metodologia traz uma boa margem de segurança para que o engenheiro possa fazer uma escolha segura. Entretanto, não é comum existirem laudos de análises dos parâmetros físicos, químicos e biológicos da água bruta em quantidade suficiente para se trabalhar com essa metodologia, principalmente em pequenas comunidades rurais.

Vê-se ainda na tabela 3.4, que Di Bernardo (2003) traz apenas opções de seleção de tecnologia de tratamento de água relacionadas à filtração direta e suas variações.

Tabela 3.4 – Parâmetros de qualidade de água bruta e suas respectivas tecnologias.

Características da água bruta	Tecnologias de tratamento			
	Filtração direta descendente	Filtração direta ascendente	Dupla filtração (Pedregulho ↑ + areia ou CD ↓)	Dupla Filtração (Areia grossa ↑ + areia ou CD ↓)
Turbidez (uT)	90% ≤ 10	90% ≤ 10	90% ≤ 100	90% ≤ 50
	95% ≤ 25	95% ≤ 25	95% ≤ 150	95% ≤ 100
	100% ≤ 100	100% ≤ 100	100% ≤ 200	100% ≤ 150
Cor verdadeira (uC)	90% ≤ 20	90% ≤ 20	90% ≤ 50	90% ≤ 50
	95% ≤ 25	95% ≤ 25	95% ≤ 75	95% ≤ 75
	100% ≤ 50	100% ≤ 50	100% ≤ 100	100% ≤ 100
Sólidos em suspensão (mg/L)	95% ≤ 25	95% ≤ 25	95% ≤ 150	95% ≤ 100
	100% ≤ 100	100% ≤ 100	100% ≤ 200	100% ≤ 150
Coliformes totais (NMP/100 ml)	1000 ⁽¹⁾	1000 ⁽¹⁾	5000 ⁽¹⁾	5000 ⁽¹⁾
<i>E. coli</i> (NMP/100 ml)	500 ⁽¹⁾	500 ⁽¹⁾	1000 ⁽¹⁾	1000 ⁽¹⁾
Densidade de algas (UPA/ml)	500	500	1000	1000
Taxas de filtração (m ³ /m ² /d)	200-600	160-240	FAP: 80-180 FRD: 180-600 ⁽²⁾	FAAG: 120-240 FRD: 200-600 ⁽²⁾
Nº de DFIs durante a carreira de filtração dos filtros ascendentes	NA	≥ 2 ⁽³⁾	≥ 4 ⁽³⁾	≥ 4 ⁽³⁾
Taxa de aplicação de água na interface durante as DFIs (m ³ /m ² /d)	NA	≥ 600	≥ 600	≥ 600

1. Limites mais elevados podem ser adotados com o emprego de pré-desinfecção. 2. As taxas de filtração mais elevadas nessa faixa são aplicáveis somente quando é utilizado meio filtrante de dupla camada. 3. Observar critérios nos Capítulos 5, 6 e 7.

Legenda: DFI – descarga de fundo intermediária; FAAG – filtro com escoamento ascendente em areia grossa; FAP – filtro com escoamento ascendente em pedregulho; FRD – filtro rápido descendente; CD – camada dupla de antracito + areia; NA – não se aplica.

Fonte: Di Bernardo (2003)

4.0 MATERIAIS E MÉTODOS

4.1 Visitas técnicas

O trabalho foi baseado na pesquisa das principais dificuldades encontradas no Projeto São José e no SISAR. Esta prospecção foi desenvolvida através de visitas técnicas a pequenas comunidades do interior do estado do Ceará, durante os meses de outubro, novembro e dezembro de 2009.

As visitas tiveram ênfase nos sistemas de tratamento de água e foram supervisionadas por um responsável técnico da GESAR e um do SISAR. Foram visitadas no total 22 comunidades, das quais 20 são filiadas e 2 não filiadas ao SISAR. Nos resultados, foram desconsideradas as comunidades visitadas que não estavam filiadas até o momento das visitas, pois não existiam dados suficientes para que pudessem ser usados na pesquisa.

No período de 20 a 23 de outubro de 2009 foi realizadas as visitas ao SISAR-BBA e SISAR-BBJ. As comunidades de Santo Antônio da Serra do Estevão e de São João dos Pompeus em Quixadá, e de Pau D'arco, Corrego das Catitas e de Poço Verde em Russas (não filiada ao SISAR, devido problemas técnicos em sua ETA) foram visitadas.

Durante 24 a 27 de novembro, a visita técnica foi ao SISAR-BCL. Os municípios que receberam as visitas foram São Luis do Curu, Itapipoca, Tururu, Paraipaba, Trairi, Itarema e Itapajé. Melancia dos Tabosas, Três Climas, Batatas, Camboas, Munguba, Porto dos Barcos e São Miguel de Baixo foram as respectivas comunidades visitadas em cada município.

Finalizando a etapa de visitas às comunidades, no período de 15 a 18 de dezembro de 2009, o SISAR-BAJ foi o instrumento de pesquisa. Foram visitados os municípios de Acopiara, Icó, Iguatu, Campos Sales, Jucás e Tauá. Em Acopiara foram visitadas as comunidades Bom Nome e Escuro, e as localidades Conjunto M, Conjunto Delta e Varzinha no município de Icó. Já em Iguatu foi realizada uma avaliação da ETA em Sítio Bravo, pois a localidade ainda não era filiada, mas pleiteava sua filiação. A comunidade visitada em

Campos Sales foi Acossi. Em Arneiroz, Jucás e Tauá foram visitadas as comunidades de Cachoeira de Fora, Montenegro e Açudinho, respectivamente.

Tabela 4.1 - Resumo das visitas técnicas realizadas as comunidades filiadas ao SISAR no interior do Estado do Ceará.

SISAR (UNIDADE)	PERÍODO DAS VISITAS	MUNICÍPIO	LOCALIDADE
BBA	20 a 23 de Outubro de 2009	Quixadá	Santo Antônio da Serra do Estevão
			São João dos Pompeus
BBJ	20 a 23 de Outubro de 2009	Russas	Pau D'arco
			Corrego das Catitas
BCL	24 a 27 de Novembro de 2009	São Luis do Curu	Melancia dos Tabosas
		Itapipoca	Três Climas
		Tururu	Batatas
		Paraipaba	Camboas
		Trairi	Munguba
		Itarema	Porto dos Barcos
		Itapajé	São Miguel de Baixo
BAJ	15 a 18 de Dezembro de 2009	Acopiara	Bom Nome
			Escuro
		Icó	Conjunto M
			Conjunto Delta
			Varzinha
		Campos Sales	Acossi
		Arneiroz	Cachoeira de Fora
		Jucás	Montenegro
Tauá	Açudinho		

Foram coletados alguns dados junto à Gerência de Saneamento Rural (GESAR) da Cagece como, por exemplo, pesquisa de satisfação do SISAR para clientes externos, as problemáticas nos mananciais utilizados para abastecer as comunidades e os tipos de tecnologia de tratamento de água existente nessas localidades.

4.2 Qualidade da água

Conhecidas as problemáticas das comunidades, fez-se uma investigação da qualidade da água bruta nos mananciais disponíveis. A pesquisa ocorreu através da avaliação dos laudos das análises de água já existentes no banco de dados do SISAR e, quando necessário, foram realizadas análises físico-químicas das águas ainda não caracterizadas.

4.3 Definição das tecnologias

Devido à variabilidade da qualidade de água de cada manancial estudado, observou-se a necessidade de se estabelecer um padrão de estação de tratamento de água para cada tecnologia de tratamento de água para diferentes mananciais.

Foram propostas as tecnologias de Filtração Direta Ascendente - FDA, Dupla Filtração - DF, Ciclo Completo - CC, e filtração ascendente para remoção de ferro que difere da FDA apenas por não incorporar a coagulação química, a qual será denominada de Oxidação seguida de Filtração Ascendente, OFA.

As tecnologias FDA, DF e CC foram definidas como padrões após estudos bibliográficos terem confirmado sua eficiência na remoção dos parâmetros como cor, turbidez e algas. Assim o estudo pode prosseguir com o desenvolvimento de projetos de ETAs padrões e de um programa computacional para facilitar a escolha de cada tecnologia em função da qualidade da água bruta.

Por não ser claro na literatura que a concentração máxima de ferro na água bruta poderia ser tratada via OFA, foram realizados os ensaios em escala piloto para se identificar este número.

4.4 Descrição da instalação piloto

O trabalho experimental para determinação da quantidade máxima de ferro a ser tratada via processo OFA foi realizado em uma instalação piloto situada na estação de tratamento de água do Gavião, no centro de pesquisa e desenvolvimento da Cagece.

A instalação consiste inicialmente de um sistema formado por um conjunto de 3 buretas de 50 mL com a função de ajuste das vazões de dosagem, as quais recebem os produtos químicos através de bombas dosadoras, mostrado na figura 4.1.

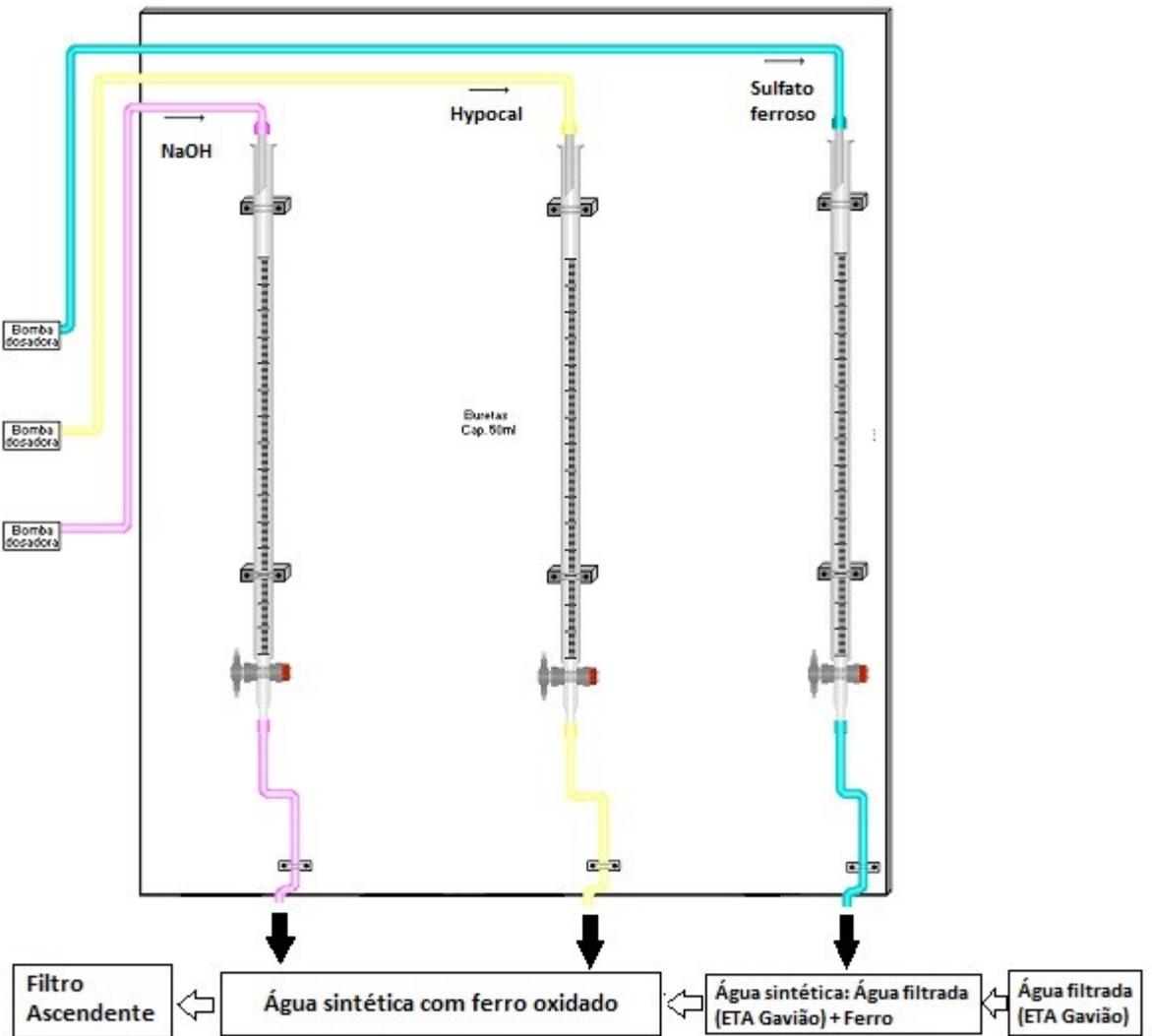


Figura 4.1 - Esquema de aferição e dosagem de produtos químicos.

Fonte: Adaptado de Sales (2005)

A água filtrada da ETA Gavião era bombeada para um reservatório de nível constante, onde recebia uma solução de sulfato ferroso, formando a água bruta sintética com diversas concentrações de ferro e simulando águas subterrâneas encontradas nos sistemas visitados. Por gravidade, essa água era transferida para outro reservatório onde um agitador eletromecânico misturava a solução de Hipoclorito de Cálcio adicionada. Seguindo ainda por gravidade, a água passava por outro reservatório (figura 4.2) onde era aplicado uma solução de Hidróxido de Sódio para elevar o pH até aproximadamente 10 com objetivo de auxiliar na oxidação do ferro. Em seguida a água era levada

para um filtro ascendente cujas características do leito filtrante é apresentada na tabela 4.2.

Segundo Sales (2005) o sistema de drenagem dos filtros utilizados foi construído com capes perfurados lateralmente com orifícios com diâmetros de 9,5 mm instalado no centro dos flanges que fecham a extremidade inferior dos tubos de fibra de vidro.

Tabela 4.2- Especificação da areia do filtro ascendente da instalação piloto.

Filtro	Material	Subcamada	Espessura total (cm)	Tamanho dos grãos (mm)
Ascendente	Camada Suporte	Primeira	10	25,4-19,0
		Segunda	10	12,7-19,0
		Terceira	10	6,4-12,7
		Quarta	15	3,2-6,4
		Quinta	7,5	6,4-12,7
		Sexta	7,5	12,7-19,0
	Areia	Tamanho efetivo: 1,2 mm	160	1,05-2,4

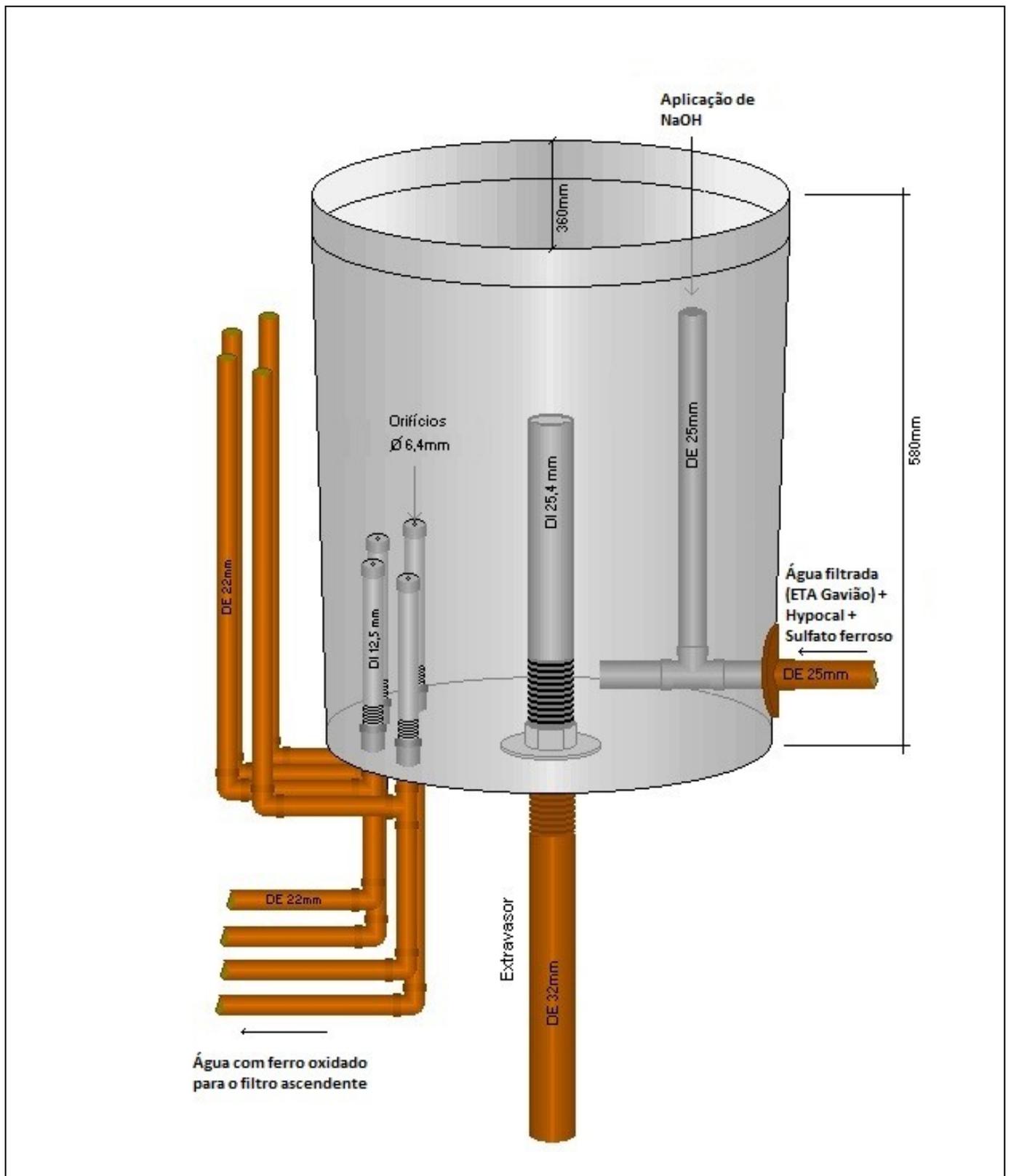


Figura 4.2 - Caixa de distribuição da água com ferro oxidado para as unidades de filtração.

Fonte: Adaptado de Sales (2005)

A unidade de filtração do centro de pesquisa da Cagece consiste de 4 sistemas de dupla filtração, que são operados de forma independente (figura 4.3), mas só foi usado uma unidade de filtro ascendente nesta pesquisa para remoção de ferro. Os filtros são construídos em fibra de vidro transparente com 3 metros de altura e 200 mm de diâmetro interno.

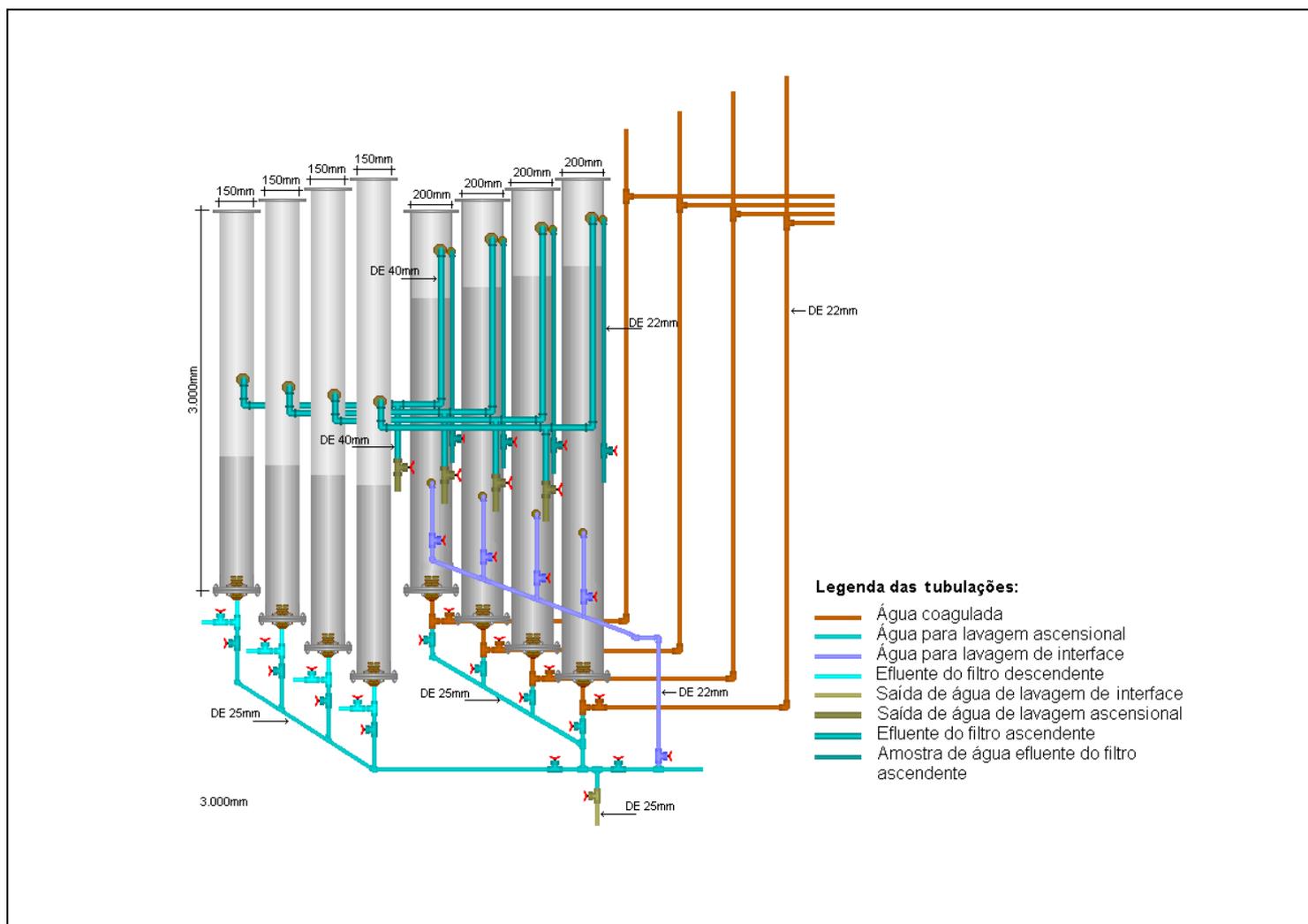


Figura 4.3 – Esquema da instalação piloto de Dupla filtração na unidade de pesquisa da Cagece, situada na ETA Gavião.

Fonte: Sales (2005)

Todas as carreiras de filtração foram realizadas com vazão de 4 L/min e uma taxa de filtração constante de $183 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$. Variações de vazão menores ou até 10% eram aceitas.

A lavagem do filtro era feita de forma ascensional e com uma velocidade de 1,3 m/min e tinham duração de 8 a 10 minutos. Essa velocidade era suficiente para atingir uma expansão de 10% do leito de areia. A perda de carga no filtro ascendente durante as carreiras de filtração foi medida através de um medidor de pressão diferencial INSTRUTERM MODELO MPD-79.

4.5 Características da água pesquisada

A água utilizada neste trabalho foi uma água sintética, a qual era obtida a partir da água filtrada da estação de tratamento de água do Gavião (ETA Gavião) com a adição de sulfato ferroso P.A. ($\text{FeSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$) em diversas concentrações para que se conseguisse características similares às das águas subterrâneas do interior do estado do Ceará.

A literatura não traz referência sobre que concentração máxima de ferro na água bruta pode ser tratada de forma econômica e tecnicamente viável via filtração ascendente. Outros parâmetros, tais como carreiras de filtração máxima, tempo de transpasse e perda de carga ao longo da carreira de filtração tampouco são encontrados na literatura. Como parâmetro empírico e não padronizado, técnicos da Cagece adotam a concentração máxima de 3 ppm na água bruta como limite. Assim decidiu-se ensaiar diversas concentrações de ferro em uma ETA piloto de forma a verificar este parâmetro.

Estudou-se a água acima citada com as concentrações de Ferro Total, 10 ppm, 7,5 ppm e 5 ppm.

Os ensaios de carreira de filtração encerraram quando os parâmetros Cor, Turbidez ou Ferro Total ultrapassavam o valor permitido pela portaria 518 do Ministério da Saúde de 2004.

4.6 Parâmetros analisados

Foram empregados os métodos descritos no “Standard Methods for Examination of Water and Wastewater” de 2005, para a determinação dos parâmetros físico-químicos estudados. Os parâmetros foram determinados no laboratório de controle de qualidade da ETA GAVIÃO.

As determinações efetuadas foram as seguintes:

- Turbidez

As medidas de turbidez foram feitas através de um turbidímetro de bancada, modelo 2100P, fabricado pela Hach Company.

- Cor Aparente

A cor aparente foi determinada pelo método de comparação visual de padrões de cor, com o Cloroplatinato de Cobalto, o qual traz como unidade de cor, unidades Hazen de cor ou uH. Os padrões de cor eram na escala de valor de 2,0 a 60,0. Importante salientar que para cores elevadas, foram feitas diluições das amostras com água deionizada.

- pH

O Potencial Hidrogeniônico foi medido pelo método pontenciométrico, através de um pHmetro PHTEK, modelo THS3B.

- Ferro Total

A determinação de ferro total foi feita utilizando espectrofotômetro fabricado pela Hach Company, modelo DR-2000, utilizando o comprimento de onda de 510 nm. O método de determinação utilizado foi o fotométrico com o-fenantrolina

- Cloro Residual

O cloro residual foi determinado pelo método titulométrico DPD-SFA. Neste método, as espécies de cloro residual são determinadas por titulação com Sulfato Ferroso Amoniacal (SFA) usando N,N-dietil-p-fenilenediamina (DPD).

A Tabela 4.3. abaixo resume os parâmetros analisados e seus métodos utilizados nas análises físico-químicas.

Tabela 4.3. Resumo de parâmetros analisados, metodologia e equipamento utilizado em laboratório na ETA GAVIÃO.

Parâmetro Analisado	Método Analítico	Equipamento e Modelo
Turbidez	Nefelométrico	Turbidímetro Hach Modelo 2100 P
pH	Potenciométrico	pHmetro PHTEK Modelo THS3B
Cor Aparente	Comparação Visual	-
Ferro Total	Fotométrico com o-fenantrolina	Espectrofotômetro Hach Modelo DR2000
Cloro Residual	Titulométrico	-

4.7 Frequência de amostragem

A Tabela 4.4. apresenta a frequência de amostragem durante a carreira de filtração dos parâmetros de controle analisados.

Tabela 4.4. Frequência de amostragem

Parâmetro de Controle	Frequência
Turbidez	1/hora
Cor Aparente	1/hora
pH	1/hora
Ferro Total	1/hora
Perda de Carga	1/hora
Cloro	1/hora

Quando a carreira de filtração chegava a 12 horas de operação, a frequência de amostragem mudava para cada meia hora, até que a água filtrada atingisse 0,3 ppm de ferro ou qualquer outro parâmetro analisado ficasse acima do que o recomendado pela portaria 518/04 do ministério da saúde.

4.8 Elaboração de projetos padrões das ETAs

Todo o desenvolvimento dos projetos e procedimentos padrões foram pautado na necessidade se fornecer água dentro dos padrões de potabilidade regulados pela portaria 518/4 do Ministério da Saúde além da necessidade de

se manter os sistemas construtiva e operacionalmente simples e de baixo custo.

Foram elaboradas planilhas de cálculos hidráulicos (APÊNDICE C) que trazem como resultados os detalhes para construção das estações de tratamento de água para pequenas comunidades. As planilhas foram feitas utilizando parâmetros de projeto sugeridos por autores reconhecidos na área de tratamento de água como Luiz Di Bernardo, Marcos Rocha Vianna e Richter. A norma da ABNT 12216/92 também foi usada como referência.

Para o desenvolvimento das plantas (APÊNDICE D) foram utilizados alguns parâmetros de acordo com a experiência do Professor Orientador José Capelo Neto e dos Engenheiros da Cagece Ana Maria Moreira, Manoel Sales e Flávio Sampaio.

4.9 Modelo para seleção de tecnologia de tratamento de água

Após as etapas de estudo da qualidade da água bruta, ensaios laboratoriais e pesquisas na literatura, foi desenvolvido um fluxograma de decisão utilizado para a seleção simplificada de tecnologia de tratamento de água. Este processo decisório tem como critérios alguns parâmetros físico-químicos da água bruta escolhidos pela relevante relação com a segurança da água potável e na vazão do sistema de tratamento que é um reflexo do tamanho da comunidade.

Procurou-se manter o processo o mais simples possível para que pudesse ser prático e usado por todos. Utilizou-se como primeiro critério de exclusão, a vazão acima da trabalhada nos projetos padrões desenvolvidos. Também é necessário, para que o modelo dê uma solução, que os parâmetros cor, pH, Turbidez, Ferro, Manganês, Flúor, Dureza, Cloreto e Densidade de Algas sejam analisados, pois também serão critérios de exclusão ou critérios de seleção da tecnologia de tratamento de água.

Devido à impossibilidade de tratar água com flúor e com cloreto acima do previsto na portaria 518/04 através das tecnologias escolhidas para este

trabalho, esses parâmetros também foram adotados como critérios de exclusão.

As tecnologias escolhidas como soluções do modelo trabalhado têm a capacidade de tratar uma água bruta com Ferro e Manganês, águas eutrofizadas e até com turbidez elevada por consequência de material em suspensão, tornando assim os parâmetros Cor, Turbidez, Densidade de Algas, Ferro e Manganês os critérios de seleção.

Os parâmetros utilizados para seleção de tecnologias do modelo, com exceção do Ferro Total, tiveram como referência parâmetros adotados por Kawamura (2000). Fundamentado no fluxograma (Figura 5.23), elaborou-se uma planilha de cálculo em *Excel 2007*, para facilitar e acelerar a escolha da tecnologia por gestores diminuindo assim a possibilidade de erros. Não se aspira aqui eliminar o suporte de engenheiros e técnicos, mas simplesmente facilitar e tornar os processos de rotina mais padronizados e menos susceptível a erros.

5.0 RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1 Diagnóstico do tratamento de água em pequenas comunidades filiadas ao SISAR no Estado do Ceará

Durante as pesquisa de campo observou-se que devido ao “forte gosto de cloro na água”, são feitas muitas reclamações ao operador da ETA pelos consumidores. Dessa forma, muitas vezes, os operadores param de dosar o cloro para tentar agradar aos consumidores, ficando a população abastecida, submetida a elevados riscos microbiológicos. Os problemas operacionais foram o maior entrave existente nos sistemas de tratamento de água visitados. Segundo pessoas vinculadas ao setor administrativo do SISAR, acredita-se que por motivo de não haver um vínculo empregatício entre operadores e a comunidade, em muitas oportunidades essas pessoas deixam de dar uma atenção adequada aos processos de tratamento, entretanto esta hipótese não tem uma confirmação técnica definida. Neste contexto, o SISAR é uma instituição que tem como objetivo, a prestação de apoio técnico aos operadores, não podendo estabelecer regras ou normas operacionais aos mesmos. Outro problema encontrado foi à falta de utilização de EPIs por alguns operadores no momento de preparar os produtos químicos para o tratamento, trazendo riscos a sua própria saúde, como mostra a figura 5.1. Embora haja uma resistência ao uso dos equipamentos de proteção individual, o SISAR vem buscando com treinamentos e apoio técnico uma melhoria em relação a saúde e segurança do trabalhador.



Figura 5.1 – Manuseio de produto químico sem EPIs.

Apesar da relativa alta complexidade e dificuldades operacionais encontradas do tratamento de água em algumas comunidades, foi observada uma alta satisfação da comunidade com relação ao trabalho de alguns operadores, em pesquisa de satisfação realizada pelo SISAR em 2008, significando ou um desconhecimento da situação da qualidade da água ou uma melhora significativa em relação à situação de abastecimento anterior.

As dificuldades existentes para padronizar os projetos de ETAs e para a escolha da tecnologia adequada acarretam em erros na construção, que pode se confundir com subdimensionamento da ETA e com falha operacional tendo como consequência desperdício de recursos financeiros e humanos.

Constatou-se que nos sistemas visitados(20), 100% das comunidades que recebem água captada por mananciais de superfície são equipadas com ETAs (Figura 5.2). Já a população que recebe água captada de mananciais subterrâneos, apenas 13,33% das comunidades visitadas são equipadas com ETAs. Onde não existe ETA, o tratamento é efetuado através de uma simples desinfecção. Com relação aos dados coletados no SISAR, a figura 5.3 mostra

os números totais dos sistemas de abastecimento em função do manancial e da presença ou não de ETA.

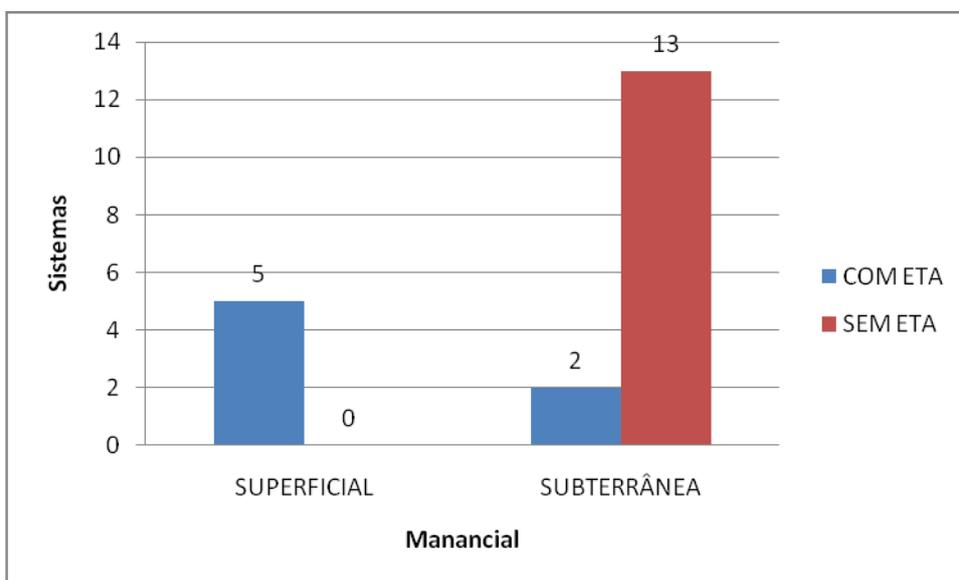


Figura 5.2 – Gráfico de resultado dos sistemas do SISAR visitados entre outubro e dezembro de 2009 nas unidades BBA, BBJ, BCL e BAJ.

Qualquer que seja a sua origem, raramente a água captada no meio natural pode ser distribuída sem tratamento. Para águas subterrâneas, muitas vezes uma simples desinfecção elimina fatores de riscos. Águas superficiais por ficarem mais expostas e dividir muitas vezes o uso da água, faz-se necessário um tratamento mais robusto que para águas subterrâneas.

Observou-se ainda que há sistemas, cuja captação é superficial, mas que não apresentam estações de tratamento de água, como ilustra a figura 5.3. Cerca de 22% dos sistemas com captação superficial não utilizam-se de ETAs. Segundo Di Bernardo (2003), não se admite abastecimento humano através de águas superficiais sem a utilização de estações de tratamento de água.

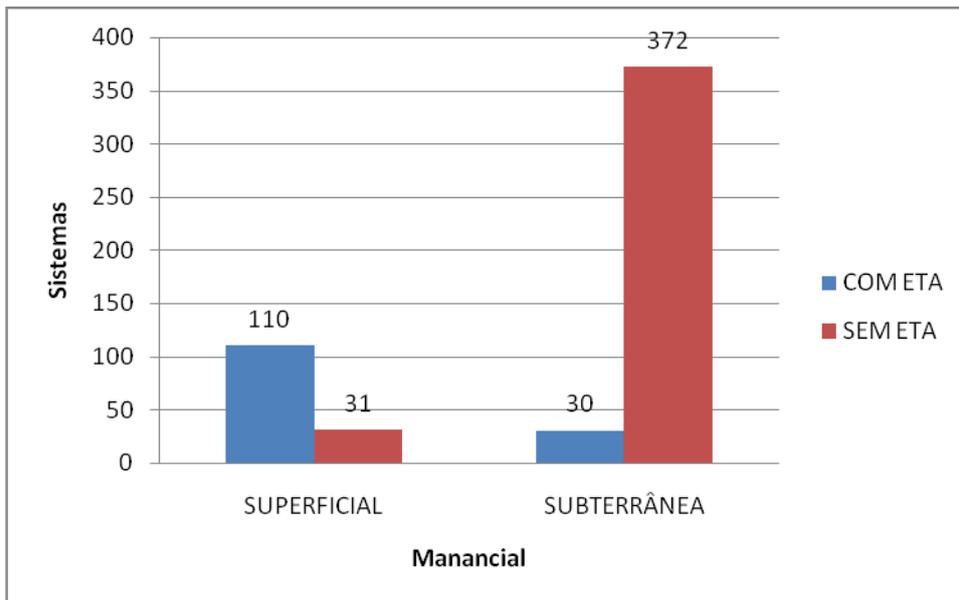


Figura 5.3 – Gráfico do total de sistemas do SISAR.

Fonte: SISAR 2010

As figuras 5.4 e 5.5 ilustram estações de tratamento de água visitadas durante a pesquisa. A figura 5.4 mostra a ETA modelo do SISAR, que é um sistema com tratamento completo construído em fibra e tem como captação um manancial subterrâneo. O sistema encontra-se na localidade de Varzinha no município de Icó. A ETA de Varzinha usava a tecnologia de Filtração Direta Ascendente e devido a concentração elevada de ferro só conseguiu obter êxito e eficiência no tratamento quando houve a implantação de um floccodcantador e a modificação de tecnologia para o Ciclo Completo. Já a figura 5.5 mostra a ETA da localidade de Batatas, em Tururu, que é um sistema que tem captação de um rio e sua tecnologia é a filtração direta ascendente.



Figura 5.4 – ETA com a tecnologia Ciclo Completo da localidade de Varzinha, em Icó. Captação – poço.



Figura 5.5 - ETA com a tecnologia Filtração Direta Ascendente da localidade de Batatas, em Tururu. Captação – Rio.

Observou-se durante as visitas técnicas que a tecnologia mais usada nos sistemas é a Filtração Direta Ascendente, com mais de 70% do total e, onde não havia estação de tratamento, era realizada apenas uma Simples Desinfecção. A tecnologia FDA não pode ser utilizada como padrão para todo e qualquer tipo de água manancial. Deve-se, por outro lado fazer uma análise da qualidade da água bruta de forma a se encontrar a melhor tecnologia para seu tratamento.

5.2 Qualidade da água

Foram analisados os dados de laudos físico-químicos da água bruta registrados no Projeto São José e constatou-se que os parâmetros que mais ultrapassaram os padrões de potabilidade e conseqüentemente, os que apresentaram problemas na tratabilidade foram a cor, turbidez, ferro, manganês e cloretos.

A água contendo cloretos em excesso exige um tratamento muito mais complexo, por exemplo, tratamento com membranas, tornando o valor do metro cúbico de água tratada inviável do ponto de vista econômico e tecnológico para uma comunidade rural que gere o seu sistema. Assim o SISAR não trabalha com esse tipo de tratamento, fazendo com que o manancial a ser escolhido para abastecer a localidade não contenha valores elevados de cloretos. Com essa premissa, o parâmetro cloreto foi adotado com parâmetro de exclusão no modelo de seleção de tecnologia.

Já parâmetros como turbidez, cor e ferro podem ser melhor solucionados, em relação a sua remoção, com tecnologias de tratamento bem mais simples e de fácil operação, como as selecionadas para o modelo simplificado de seleção de tecnologia proposto.

Durante as visitas técnicas verificou-se que, em todos os sistemas que tem como manancial o aquífero subterrâneo há uma concentração de ferro na água acima da permitida pela portaria 518 (2004) do Ministério da Saúde, 0,3 ppm. A presença deste metal implica na necessidade de uma estação de

tratamento para remoção do mesmo, o que não foi verificado em todas as localidades.

5.3 Carreiras de filtração

Com uma concentração de ferro na água bruta de 10 ppm, o transpasse ocorreu com apenas 3 horas após início da corrida. Observou-se que a perda de carga inicial foi de 0,3 mca (metros de coluna d'água) chegando a 0,47 mca no início do transpasse de ferro apenas três horas após o início da carreira, conforme a figura 5.6.

Quanto aos parâmetros analisados no ensaio (turbidez, cor aparente e ferro total), como ilustram as figuras 5.7, 5.8 e 5.9, respectivamente, tiveram seus limites (Portaria 518/2004) ultrapassados na terceira hora de operação.



Figura 5.6 – Variação da perda de carga durante a carreira de filtração 1 com água sintética com 10 mg/L de ferro.

A água que chegava ao filtro tinha uma turbidez média de 9,64 uT. Na primeira hora de operação a eficiência de remoção de turbidez chegou a 98,2% e na segunda hora essa eficiência aumentou para 98,8%, provavelmente resultado de um amadurecimento do leito filtrante. Quando o filtro atingiu o transpasse, a eficiência de remoção diminuiu para 90,9%.

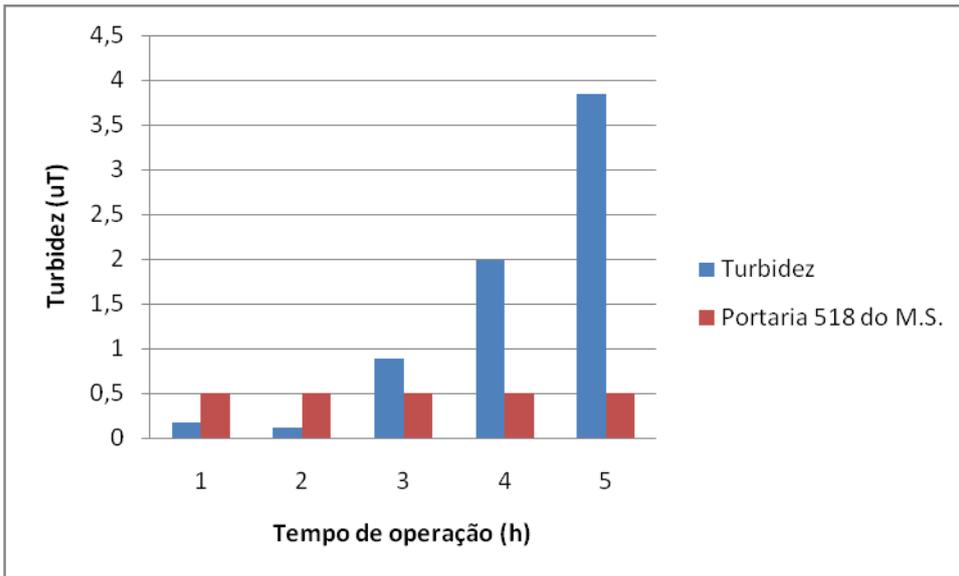


Figura 5.7 –Variação de Turbidez da água filtrada durante a carreira de filtração 1, água sintética com 10 mg/L de ferro.

A cor da água na primeira carreira de filtração iniciou-se com 250 uH e permaneceu durante as primeiras duas horas de operação com 3 uH e uma eficiência de remoção de aproximadamente 99%, só na terceira hora que o valor foi a 17 uH.

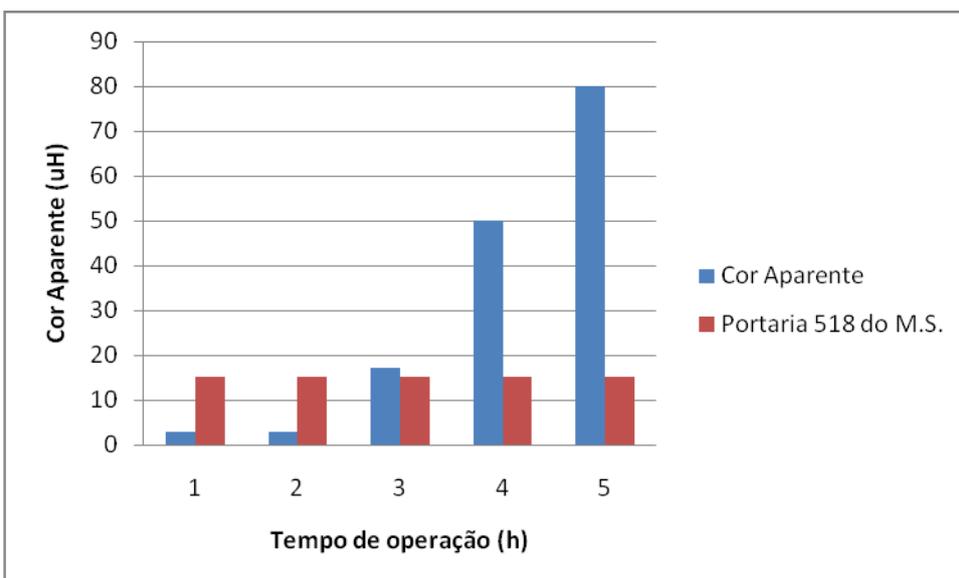


Figura 5.8 – Variação da cor aparente da água filtrada durante a carreira de filtração 1 com água sintética com 10 mg/L de ferro.

Durante a primeira hora de operação, o sistema teve eficiência de remoção de ferro de 99,3% e aumentando para 99,8% na segunda hora, comportamento este verificado no caso da remoção de turbidez. Na terceira hora de operação a concentração de ferro já era de 0,87 mg/L, com remoção de 91,3%, conforme a figura 5.9.

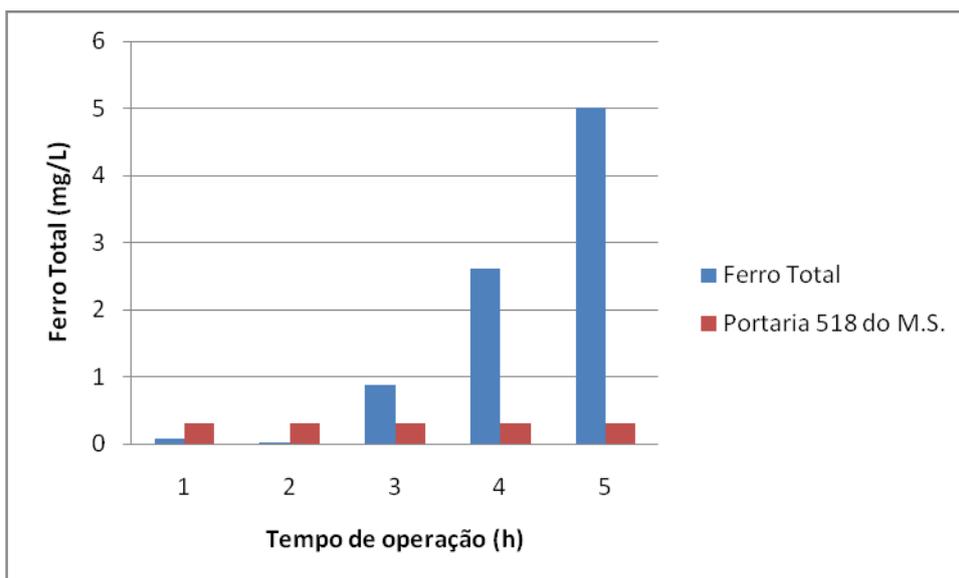


Figura 5.9 – Variação da concentração de ferro da água filtrada durante a carreira de filtração 1 com água sintética com 10 mg/L de ferro.

Na Carreira de filtração 2, utilizou-se uma água sintética com 7,5 mg/L de ferro. Foi observado um aumento da carreira de filtração em comparação com a primeira carreira de filtração (concentração de 10 ppm). O tratamento obteve êxito em relação a remoção dos parâmetros estudados até a sexta hora de operação.

Observou-se na Figura 5.10 uma tendência crescente da perda de carga a qual iniciou-se com 0,32 mca e na sétima hora, após o traspasse do ferro, o valor era de 0,8 mca.



Figura 5.10 – Variação da perda de carga durante a carreira de filtração 2, água sintética com 7,5 mg/L de ferro.

Os parâmetros analisados, a turbidez, a cor aparente e o ferro total apresentaram comportamento conforme ilustram as figuras 5.11, 5.12 e 5.13, respectivamente. Ao ultrapassar a sexta hora de operação, todos tinham ultrapassado os limites recomendados para o padrão de potabilidade estabelecido pela portaria MS 518/2004.

A turbidez da água bruta sintética oxidada era de 6,74 uT. O filtro obteve uma eficiência de remoção de turbidez de 97,5% na primeira hora e em seguida aumentando para 98,1%. Após sete horas de operação a eficiência baixou para 87,1%.

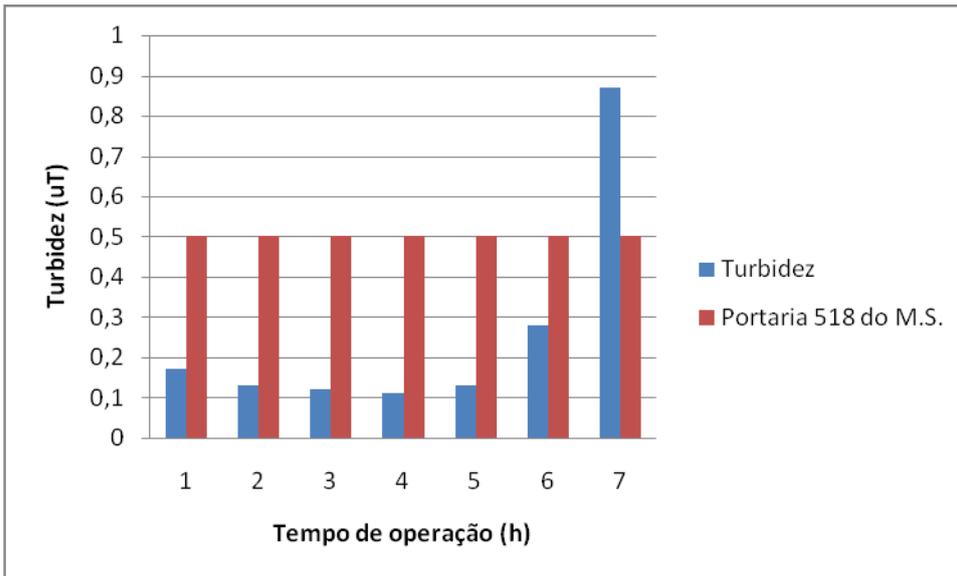


Figura 5.11 – Variação da turbidez da água filtrada durante a carreira de filtração 2, água sintética com 7,5 mg/L de ferro.

A cor da água bruta sintética oxidada iniciou com 180 uH e permaneceu durante as primeiras três horas de operação com 2 uH e uma eficiência de remoção de aproximadamente 99%, só na sétima hora que o valor foi a 25 uH.

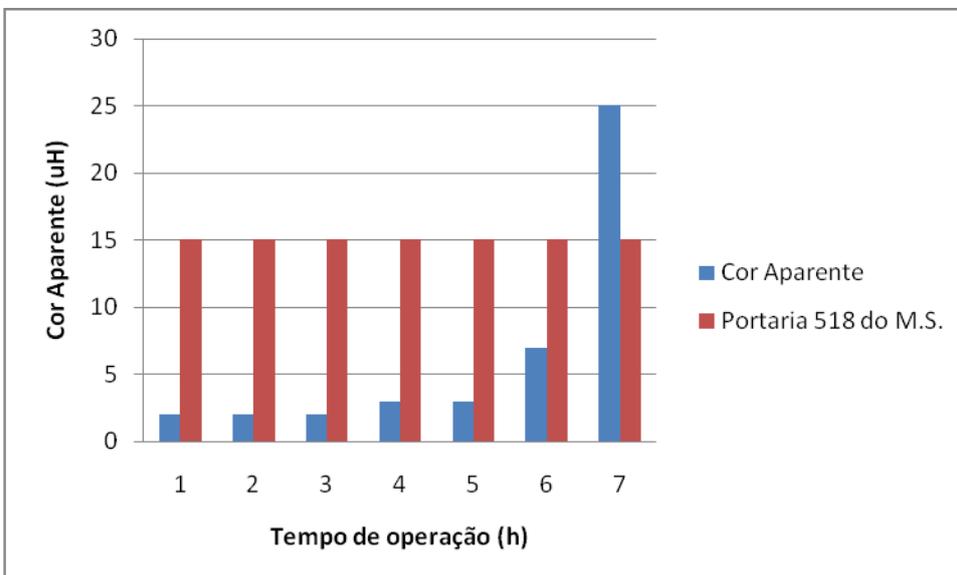


Figura 5.12 – Variação da cor aparente da água filtrada durante a carreira de filtração 2, água sintética com 7,5 mg/L de ferro.

Na figura 5.13, observa-se um grande salto da concentração de ferro total da sexta para a sétima hora. Entre a quarta e quinta hora de operação a eficiência de remoção em relação ao ferro chegou a 100%.

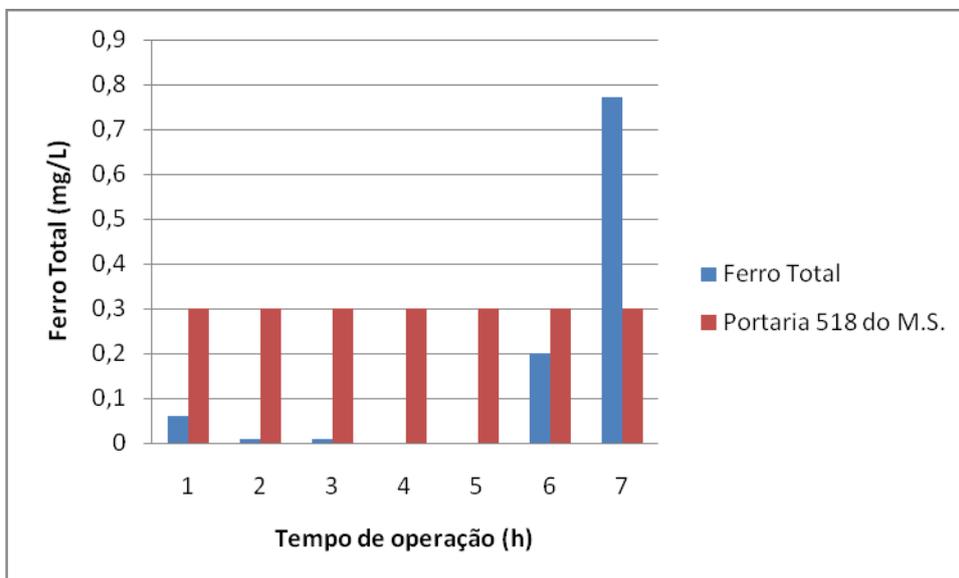


Figura 5.13 – Variação da concentração do ferro da água filtrada durante a carreira de filtração 2, água sintética com 7,5 mg/L de ferro.

Na terceira carreira de filtração, utilizou-se 5 ppm de ferro na água bruta sintética. Observou-se na Figura 5.14 um aumento significativo na carreira de filtração quando comparado às duas corridas anteriores, por apresentarem valores de cor e turbidez menores que as carreiras anteriores, 110 uH e 3,94 uT, respectivamente.

Na figura 5.14 observou-se também uma crescente a perda de carga. Iniciou-se com 0,21 mca e depois de doze horas e meia o valor era de 0,83. Valor próximo da carreira anterior.

O terceiro ensaio de carreira de filtração obteve resultados diferentes das outras carreiras anteriores, pois na décima terceira hora de operação, somente o parâmetro ferro total ultrapassou os limites da Portaria 518/2004.

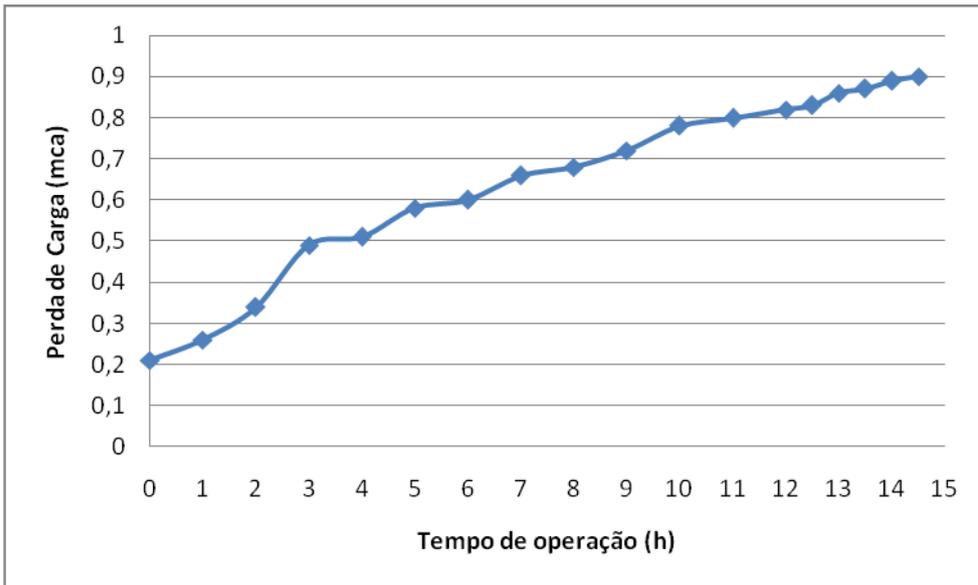


Figura 5.14 – Variação da perda de carga durante a carreira de filtração 3, água sintética com 5 mg/L de ferro.

A máxima eficiência de remoção de turbidez durante a terceira carreira de filtração foi de 96,7%, com o valor de 0,13 uT e ocorreu na quinta e sexta hora de operação, como ilustrado na figura 5.15.

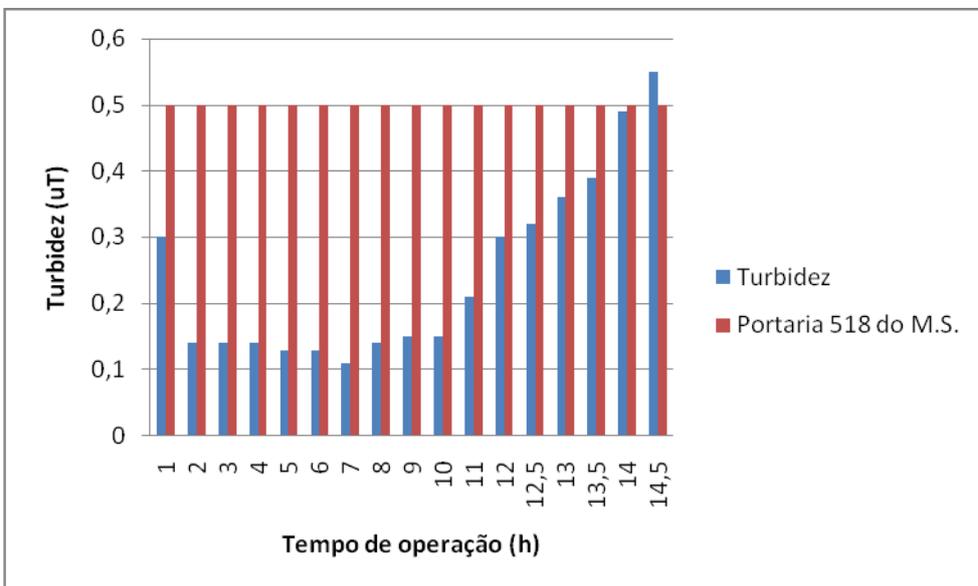


Figura 5.15 – Variação da turbidez na água filtrada durante a carreira de filtração 3, água sintética com 5 mg/L de ferro.

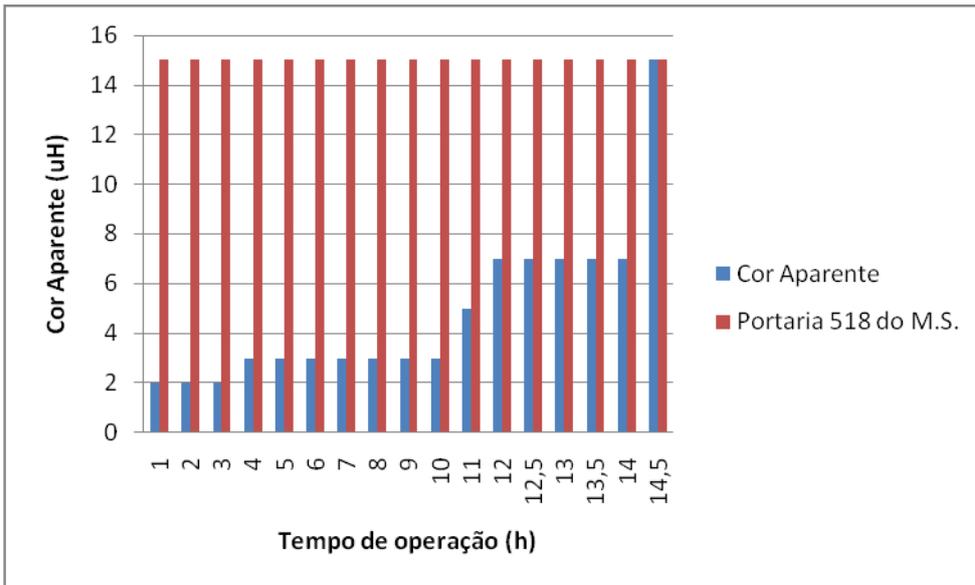


Figura 5.16 – Variação da cor aparente da água filtrada durante a carreira de filtração 3, água sintética com 5 mg/L de ferro.

Observa-se no gráfico 5.16 que a cor aparente obteve resultados excelentes, com aproximadamente 97% de remoção até a décima hora e chegando as doze horas em que o filtro estava removendo o ferro total, com uma remoção de 93%. Assim, conforme ilustra a figura 5.17, pode-se observar que os máximos valores de eficiência de remoção do ferro ocorreu nas terceira, sexta e oitava hora de operação, que foi de 99,80%.

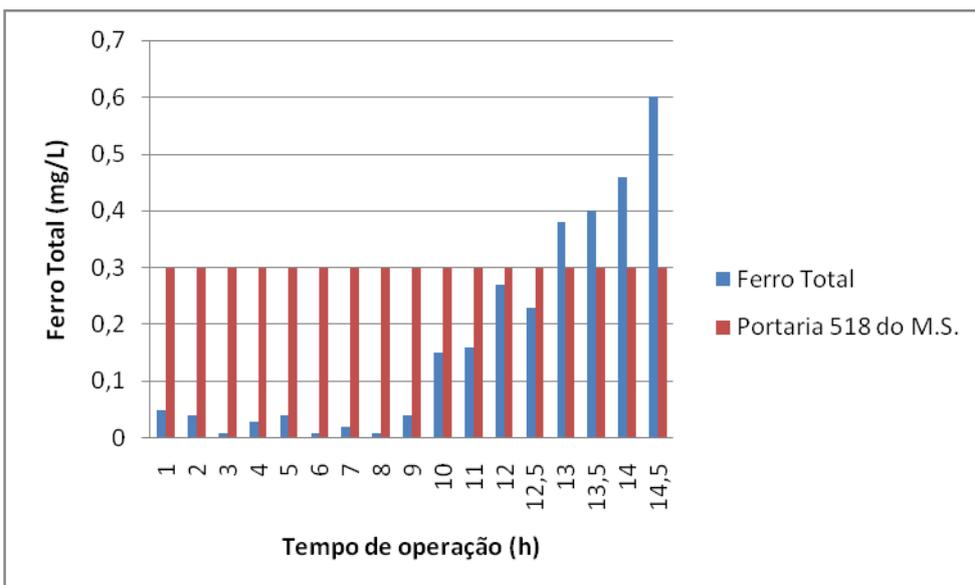


Figura 5.17 – Variação de ferro da água filtrada durante a carreira de filtração 3, água sintética com 5 mg/L de ferro.

A quarta carreira de filtração também foi realizado com uma água sintética com 5 ppm de ferro e os valores de cor e turbidez da água oxidada ficaram próximos aos da carreira de filtração 3, 100 uH e 4,06 uT, respectivamente. Observou-se nas figuras 5.18, 5.19 e 5.20, a avolução dos parâmetros perda de carga, turbidez e cor, respectivamente, ao longo da carreira de filtração, todos apresentando uma grande similaridade com os do ensaio de carreira de filtração 3.

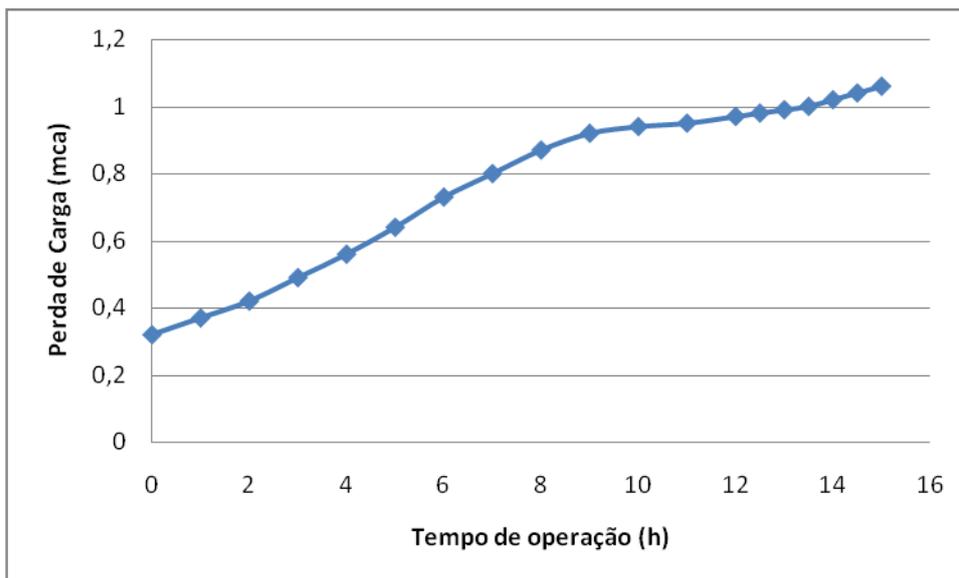


Figura 5.18 – Variação da perda de carga durante a carreira de filtração 4, água sintética com 5 mg/L de ferro.

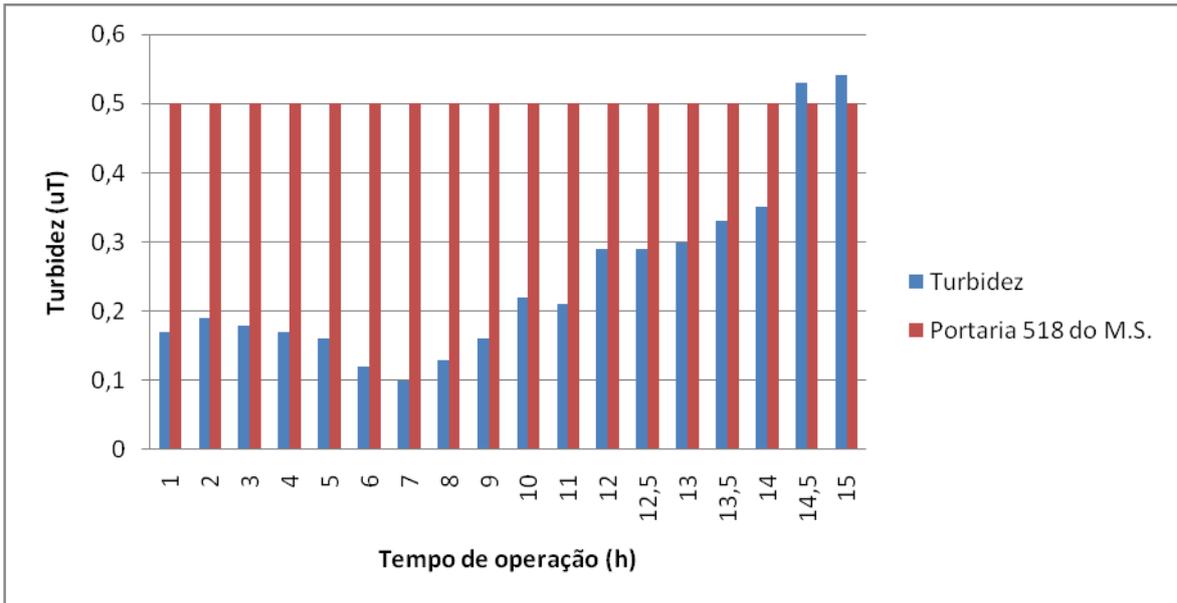


Figura 5.19 – Variação da turbidez da água filtrada durante a carreira de filtração 4, água sintética com 5 mg/L de ferro.

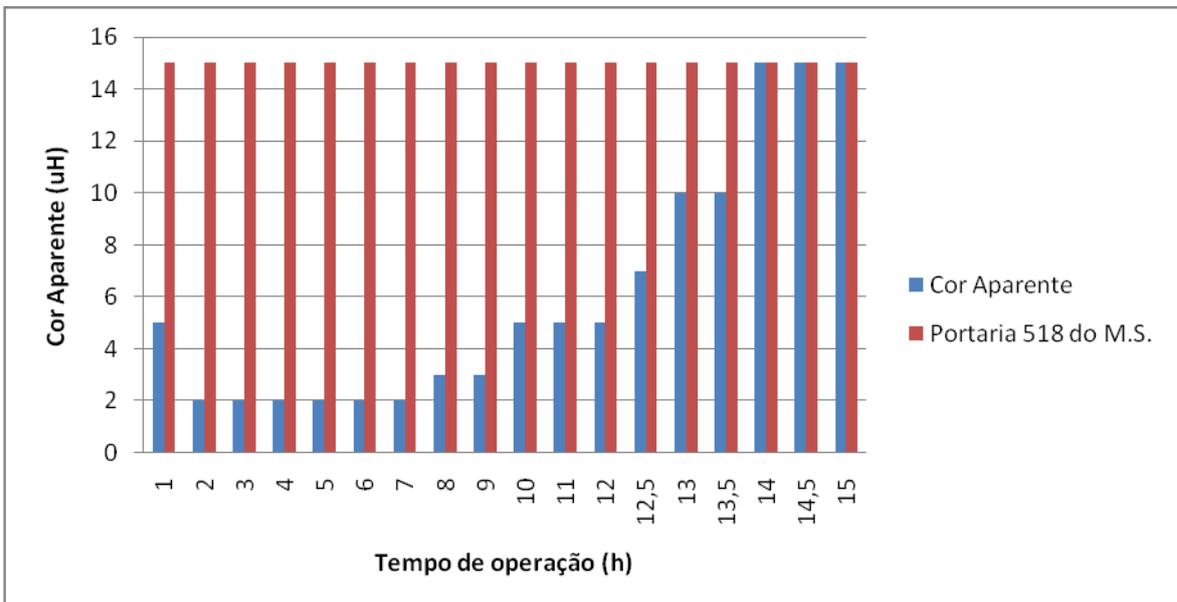


Figura 5.20 – Variação da cor aparente da água filtrada durante a carreira de filtração 4, água sintética com 5 mg/L de ferro.

Assim como na carreira de filtração 3, somente após a décima segunda hora de operação o valor de ferro ultrapassou os limites da Portaria MS 518/2004, como ilustra a figura 5.21.

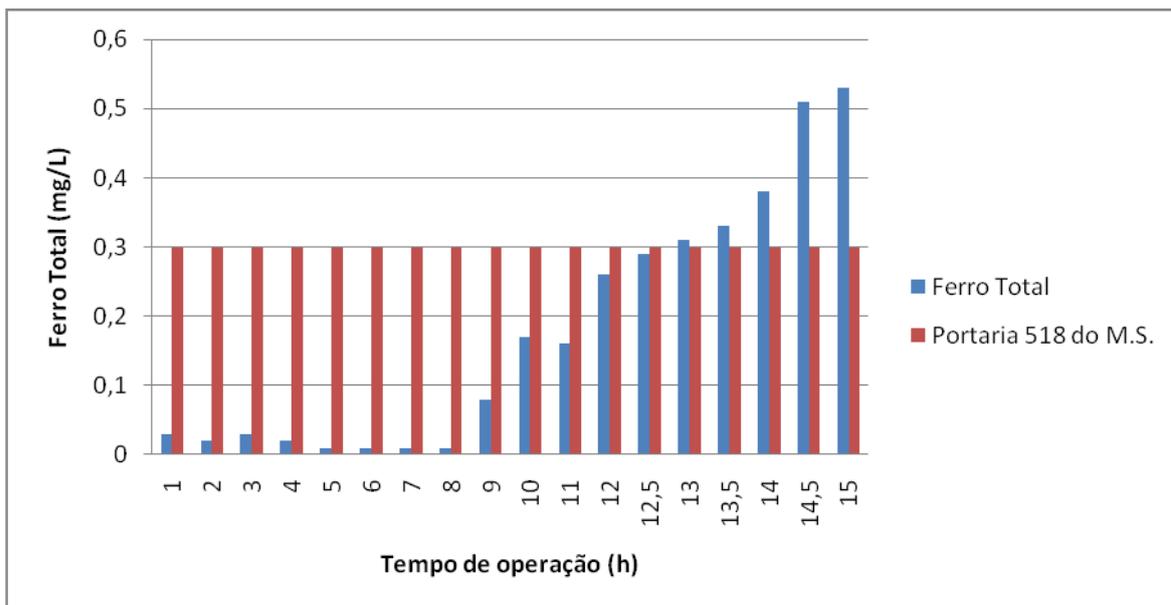


Figura 5.21 – Variação de resultados de ferro da água filtrada durante a carreira de filtração 4, água sintética com 5 mg/L de ferro.

Realizada como duplicata, a carreira de filtração 4, veio validar os resultados obtidos na carreira 3 e confirmar o valor de 5 mg/L de ferro total na água bruta como limite máximo para se obter uma boa eficiência no tratamento com um sistema de filtração rápida ascendente.

Devido a problemática de operação das estações de tratamento de água nas pequenas comunidades, decidiu-se optar pela concentração de ferro de 5 ppm, pois assim a ETA teria maior autonomia. A concentração referente ao valor de treze horas foi escolhido como premissa para o modelo. Embora o valor de 13 horas de duração da carreira de filtração seja um valor significativo no que tange a diminuição de perdas do sistema, segundo Sales (2005), a carreira pode ser prolongada ainda mais através de descargas de fundo, não sendo, entretanto, objeto deste trabalho.

A figura 5.22 relaciona o tempo de transpasse de acordo com a concentração de ferro total na água sintética, água bruta do estudo, usada em cada carreira de filtração. Como era de se esperar, observou-se um aumento da carreira quando se diminuiu o teor de ferro na água bruta.

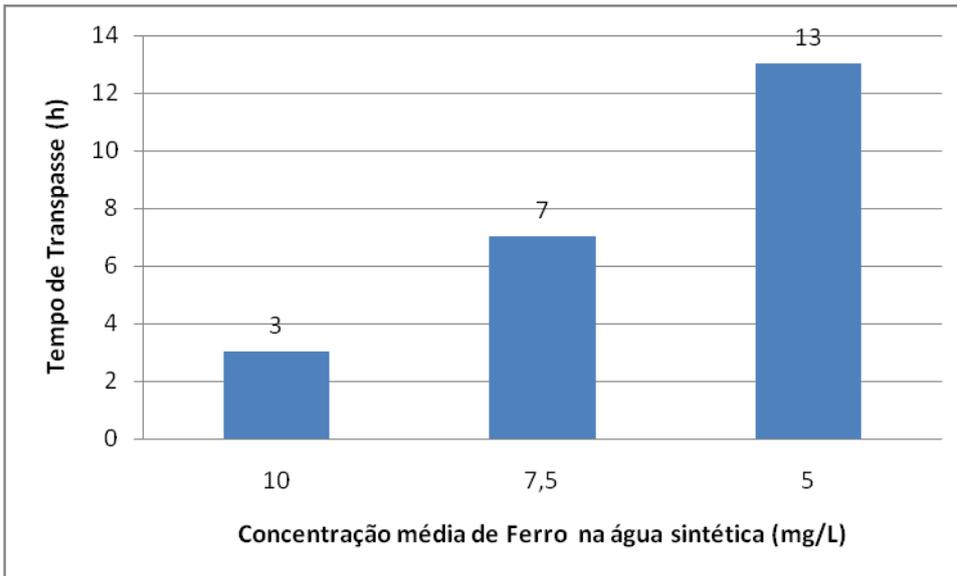


Figura 5.22 – Gráfico da concentração média de Ferro na água sintética em relação ao tempo de transpasse.

5.4 Modelo simplificado para seleção de tecnologias de tratamento de água para pequenas comunidades

5.4.1 Diagrama de blocos

A figura 5.23 ilustra o diagrama de blocos, o qual foi utilizado para fundamentar o programa computacional de seleção de tecnologias de tratamento de água aplicado em pequenas comunidades do semiárido.

O modelo tem o objetivo de facilitar a escolha da tecnologia para tratar a água, sendo usados alguns critérios de exclusão, resumidos na tabela 5.1. O motivo pelo qual esses parâmetros foram escolhidos como critério de exclusão levou em consideração a capacidade de remoção nas unidades de tratamento e o risco que cada um oferecia à população. Essa definição teve o auxílio do corpo técnico da Cagece.

Tabela 5.1 – Critérios de exclusão utilizados no modelo de seleção de tecnologias de tratamento de água.

CRITÉRIOS DE EXCLUSÃO	OBSERVAÇÃO
Vazão	Quando acima de 15 m ³ /h
Parâmetros analisados	Quando qualquer parâmetro de exclusão e seleção não for analisado.
Flúor	Quando estiver acima do valor 0,7 mg/L
Cloreto	Quando estiver acima do valor 250 mg/L
Dureza total	Quando estiver acima de 500 mg/L
Nitrito	Quando estiver maior que 1 mg/L
Amônia	Quando estiver maior que 1,5 mg/L
Nitrato	Quando estiver maior que 10 mg/L
pH	Quando estiver menor que 6 ou maior que 9,5

A vazão é um dos critérios de exclusão, mas é também de seleção. Exclusão quando temos uma localidade que necessita acima de 15 m³/h, pois está acima do escopo do Projeto São José e SISAR. Já quando temos um sistema até 15 m³/h, a vazão será o critério de seleção final, pois para cada tecnologia trabalhada foram dimensionadas 3 ETAs, diferenciadas pelos dados de vazão que pode ser até 5 m³/h, do intervalo maior que 5 até 10m³/h e outro intervalo acima de 10 até 15 m³/h. (Tabela 5.3)

Para que o programa continue dando respostas em relação ao melhor tratamento para a água bruta, o técnico terá que fazer o pedido de análise da água contendo os parâmetros de exclusão e de seleção, como mostra a tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Parâmetros de qualidade de água de exclusão e seleção no modelo simplificado.

PARÂMETROS DE EXCLUSÃO	PARÂMETROS DE SELEÇÃO
Flúor	Ferro
Cloreto	Manganês
Dureza Total	Cor
Nitrito	Turbidez
Nitrato	Densidade de Algas
Amônia	
pH	

Assim, quando algum desses critérios de exclusão estiver deixando de atender as exigências impostas pelo modelo, que estão resumidas na tabela 5.1, será dado pelo programa a resposta de se adotar outro manancial ou tecnologia para tratar essa água.

Atingidas as exigências do modelo em relação aos critérios de exclusão, parte-se para a definição do manancial que poderá ser superficial ou subterrâneo.

Escolhido o manancial subterrâneo, a água será captada por poço e terá como critérios de seleção as concentrações de Ferro e Manganês. Caso a concentração de Ferro e Manganês estejam abaixo ou igual a 0,3 e 0,1 mg/L, respectivamente, a Simples Desinfecção será a resposta do modelo. Já quando a concentração de Ferro estiver no intervalo entre 0,3 até 5 mg/L ou a concentração de Manganês estiver no intervalo entre 0,1 até 1,0 mg/L, o modelo dará a resposta ETA 7, 8 ou 9, que são ETAs da tecnologia Oxidação seguida de Filtração Ascendente – OFA, as quais diferenciam pela vazão necessária, como citado anteriormente. A concentração de Ferro estando acima de 5 mg/L ou a concentração de Manganês acima de 1 mg/L, a ETA que melhor atende a essa água bruta será a ETA de Ciclo Completo que no modelo proposto corresponde as ETAs 10, 11 ou 12, diferenciadas pela vazão do sistema.

Caso o manancial seja superficial, a água bruta a ser captada será de um ambiente lótico, ou seja, de água corrente ou de um ambiente lêntico, águas paradas.

O ambiente lótico, por exemplo, o rio, tem como característica no semiárido cearense de ser perenizado artificialmente e assim, em determinada parte do ano essa água bruta terá uma pior qualidade, devido ao carreamento de sólidos, requerendo um tratamento mais robusto. Ficando inviável ter ETAs diferentes para cada época do ano, o modelo traz como resposta para o ambiente lótico o sistema mais robusto que é o Ciclo Completo, correspondente as ETAs 10, 11 ou 12, dependendo da vazão.

Quando o sistema for um ambiente lêntico, 3 parâmetros serão suficientes para a escolha da ETA, são eles a Turbidez, a Cor e a Densidade de Algas. Caso a água bruta tiver Turbidez menor que 20 uT, a Cor for menor que 20 uH e a Densidade de Algas for menor que 1000 UPA/mL, o tratamento irá requerer a tecnologia de Filtração Direta Ascendente, que corresponde as ETAs 1, 2 ou 3, dependendo da vazão do sistema. Quando valores de, Turbidez forem igual ou maior a 20 e menor que 50 uT, a Cor for igual ou maior a 20 e menor que 50 uH ou a Densidade de Algas for igual ou maior a 1000 e menor que 5000UPA/mL, o modelo traz como resposta as ETAs 4, 5 ou 6, que são as ETAs de Dupla Filtração. Tendo-se valores de Turbidez igual ou maior a 50 e menor que 3000 uT, a Cor igual ou maior a 50 e menor que 1000 uH ou Densidade de Algas igual ou maior a 5000 e menor que 10^5 UPA/mL, o modelo traz como resposta as ETAs 10, 11 ou 12, dependendo da vazão do sistema. Não existem opções para valores de Turbidez acima de 3000 uT, Cor acima de 1000 uH e Densidade de Algas acima de 10^5 UPA/mL.

Tabela 5.3 – Resultados do modelo

RESULTADOS	ETAs CORRESPONDENTES
ETA 1	Filtração Direta Ascendente 1 (FDA1)
ETA 2	Filtração Direta Ascendente 2 (FDA2)
ETA 3	Filtração Direta Ascendente 3 (FDA3)
ETA 4	Dupla Filtração 1 (DF1)
ETA 5	Dupla Filtração 2 (DF2)
ETA 6	Dupla Filtração 3 (DF3)
ETA 7	Oxidação seguida de Filtração Ascendente 1 (OFA1)
ETA 8	Oxidação seguida de Filtração Ascendente 2 (OFA2)
ETA 9	Oxidação seguida de Filtração Ascendente 3 (OFA3)
ETA 10	Ciclo Completo 1 (CC1)
ETA 11	Ciclo Completo 2 (CC2)
ETA 12	Ciclo Completo 3 (CC3)

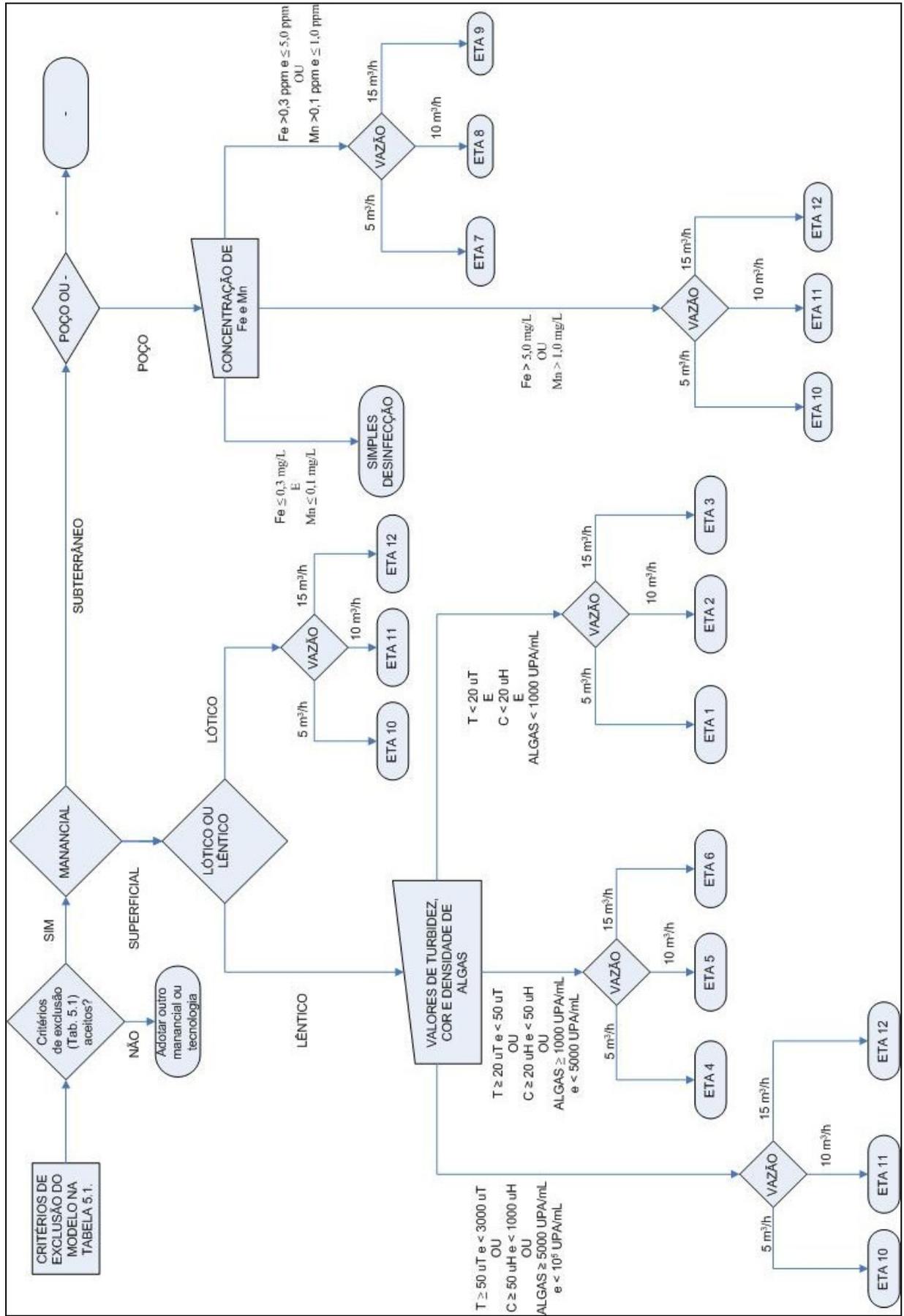


Figura 5.23 – Diagrama de blocos do modelo simplificado de seleção de tecnologias de tratamento de água para pequenas comunidades.

5.4.2 Projetos das estações de tratamento de água

A tabela 5.4 apresenta os sistemas utilizados pelo modelo, sendo no total doze ETAs. Os desenhos em AUTOCAD 2D® dos sistemas encontram-se no APÊNDICE D. Já os desenhos em 3D, desenvolvido no SKETCHUP®, encontra-se no CD em anexo. Acreditou-se necessário o desenvolvimento dos desenhos em 3D, pois muitos detalhamentos internos, tais com as placas do decantador de alta taxa, não seriam possíveis de serem visualizados em duas dimensões.

Tabela 5.4 – Tipos de tecnologias e vazões dos projetos executivos utilizados pelo modelo.

Tecnologia de Tratamento de Água	ETA - VAZÃO
Filtração Direta Ascendente	FDA1 - 5 m ³ /h
	FDA2 - 10 m ³ /h
	FDA3 - 15 m ³ /h
Dupla Filtração	DF1 - 5 m ³ /h
	DF2 - 10 m ³ /h
	DF3 - 15 m ³ /h
Oxidação seguida de Filtração Rápida Ascendente.	OFA1 - 5 m ³ /h
	OFA2 - 10 m ³ /h
	OFA3 - 15 m ³ /h
Ciclo Completo	CC1 - 5 m ³ /h
	CC2 - 10 m ³ /h
	CC3 - 15 m ³ /h
TOTAL	12 ETAs

5.4.3 Critérios de projeto

Os critérios de projeto estão descritos, juntamente com referências específicas, no APÊNDICE C, onde se encontram os memoriais de cálculos das ETAs padrões utilizadas pelo modelo.

5.4.4 Modelo de Seleção de Tecnologia de Tratamento de Água

A aplicação do Modelo simplificado para seleção de tecnologias de tratamento de água para pequenas comunidades ficou melhor executável com o desenvolvimento de um programa desenvolvido em *Excel*© 2007, disponível no CD em anexo.

5.4.5 Exemplos de aplicação do modelo

Apresentam-se três exemplos de aplicação do modelo, sendo um desenvolvido para água de poço, outro para água de um manancial lântico e outro para água de manancial lótico.

5.4.5.1 Aplicação do modelo simplificado com água de manancial subterrâneo.

A ETA apresentada neste exemplo constitui-se de uma unidade construída para potabilização da água proveniente de um manancial subterrâneo, cujas características são apresentadas na Tabela 5.5, considerando-se que a vazão de 8 m³/h.

O resultado apresentado pelo modelo foi que a melhor ETA para tratar a água bruta apresentada, foi a ETA 8, que corresponde a tecnologia de Oxidação seguida de Filtração Rápida Ascendente, como visto na Figura 5.24.

Tabela 5.5 - Laudo de análises de parâmetros de qualidade de água (exemplo 1).

Parâmetros	Resultados	Unidades
Cor	45	uT
pH.	7	
Turbidez	27,34	uH
Ferro	2,05	mg/L
Manganês	0,21	mg/L
Fluor	0,01	mg/L
Dureza	24,23	mg/L
Cloreto	14,31	mg/L
Densidade de algas	AUSENTE	UPA/ml
Nitrato	5	mg/L
Nitrito	0,014	mg/L
Nit. Amôniacal	0,08	mg/L

Modelo para seleção de tecnologia de tratamento de água

Critérios de exclusão e observações sobre o modelo

Qual a vazão do sistema?

Até 15 m³/h

COM A VAZÃO INDICADA O MODELO PODERÁ
OBTER RESULTADO.

Qualidade da água

→ Check abaixo os parâmetros de qualidade de água que foram analisados:

Cor	<input checked="" type="checkbox"/>	Ferro	<input checked="" type="checkbox"/>	Dureza	<input checked="" type="checkbox"/>	Nitrato	<input checked="" type="checkbox"/>
pH	<input checked="" type="checkbox"/>	Manganês	<input checked="" type="checkbox"/>	Cloreto	<input checked="" type="checkbox"/>	Nitrito	<input checked="" type="checkbox"/>
Turbidez	<input checked="" type="checkbox"/>	Fluor	<input checked="" type="checkbox"/>	Densidade de algas	<input checked="" type="checkbox"/>	Amônia	<input checked="" type="checkbox"/>

É IMPORTANTE, PARA QUE HAJA RESPOSTA DO MODELO, QUE TODOS OS PARÂMETROS ACIMA SEJAM ANALISADOS.

→ Indique o valor dos parâmetros físico-químicos abaixo:

Flúor mg/L pH Amônia mg/L

Cloreto mg/L Nitrato mg/L

Dureza Total Nitrito mg/L

→ Outros parâmetros de qualidade da água bruta diferente de Cor, Turbidez, pH, Ferro, Manganês, Fluor, Dureza, Nitrato, Nitrito, Amônia, Coreto e Densidade Algal possuem sempre concentrações menores ou iguais às máximas permitidas pela portaria 518 do MS de 2004?

SIM

PARTIR PARA PROXIMA ETAPA

Manancial

Qual manancial utilizado para abastecimento humano?

Subterrâneo

A ÁGUA BRUTA CORRESPONDENTE A
MANANCIAL SUBTERRÂNEO SERÁ O POÇO.

Água bruta

De onde será captada a água bruta?

Poço

POÇO

Qualidade da água

Indique o valor dos parâmetros de qualidade de água abaixo:

TURBIDEZ uT FERRO mg/L

COR uH MANGANÊS mg/L

ALGAS UPA/ml

Vazão

Indique a vazão de projeto da ETA no horizonte de planejamento

Resultado

ETA 8-OFA2

Figura 5.24 – Imagem do modelo simplificado para seleção de tecnologias de tratamento de água com um exemplo para manancial de água subterrânea.

5.4.5.2 Aplicação do modelo simplificado com água de manancial superficial.

A ETA apresentada constitui-se de uma unidade construída para potabilização da água proveniente de um manancial superficial, com água bruta sendo captada de um ambiente lântico, cujas características são apresentadas na Tabela 5.6, considerando-se que a vazão de 5 m³/h.

O resultado apresentado pelo modelo que melhor trata a água bruta apresentada, foi a ETA 4, que corresponde a tecnologia de dupla filtração, como visto na Figura 5.25.

Tabela 5.6 - Laudo de análises de parâmetros de qualidade de água (exemplo 2).

Parâmetros	Resultados	Unidades
Cor	45	uT
pH.	7,45	
Turbidez	3,5	uH
Ferro	0,2	mg/L
Manganês	0,08	mg/L
Fluor	0,01	mg/L
Dureza	91,6	mg/L
Cloreto	24,2	mg/L
Densidade de algas	1100	UPA/ml
Nitrato	1,2	mg/L
Nitrito	0,3	mg/L
Nit. Amôniacal	0,4	mg/L

Modelo para seleção de tecnologia de tratamento de água

Critérios de exclusão e observações sobre o modelo

Qual a vazão do sistema?

Até 15 m³/h

COM A VAZÃO INDICADA O MODELO PODERÁ OBTER RESULTADO.

Qualidade da água

→ Check abaixo os parâmetros de qualidade de água que foram analisados:

Cor	<input checked="" type="checkbox"/>	Ferro	<input checked="" type="checkbox"/>	Dureza	<input checked="" type="checkbox"/>	Nitrato	<input checked="" type="checkbox"/>
pH	<input checked="" type="checkbox"/>	Manganês	<input checked="" type="checkbox"/>	Cloreto	<input checked="" type="checkbox"/>	Nitrito	<input checked="" type="checkbox"/>
Turbidez	<input checked="" type="checkbox"/>	Fluor	<input checked="" type="checkbox"/>	Densidade de algas	<input checked="" type="checkbox"/>	Amônia	<input checked="" type="checkbox"/>

É IMPORTANTE, PARA QUE HAJA RESPOSTA DO MODELO, QUE TODOS OS PARÂMETROS ACIMA SEJAM ANALISADOS.

→ Indique o valor dos parâmetros físico-químicos abaixo:

Flúor	≤ 0,7	mg/L	pH	6 a 9,5	Amônia	≤ 1,5	mg/L
Cloreto	≤ 250	mg/L	Nitrato	≤ 10	mg/L		
Dureza Total	≤ 500		Nitrito	≤ 1	mg/L		

→ Outros parâmetros de qualidade da água bruta diferente de Cor, Turbidez, pH, Ferro, Manganês, Fluor, Dureza, Nitrato, Nitrito, Amônia, Cloreto e Densidade Algal possuem sempre concentrações menores ou iguais às máximas permitidas pela portaria 518 do MS de 2004?

SIM

PARTIR PARA PROXIMA ETAPA

Manancial

Qual manancial utilizado para abastecimento humano?

Superficial

A ÁGUA BRUTA CORRESPONDENTE A ÁGUA SUPERFICIAL SERÃO DE AMBIENTE LÓTICO OU LÉNTICO.

Água bruta

De onde será captada a água bruta?

Ambiente Léntico

AMBIENTES LÉNTICOS SÃO REPRESENTADOS POR LAGOAS, LAGOS E AÇUDES.

Qualidade da água

Indique o valor dos parâmetros de qualidade de água abaixo:

TURBIDEZ	< 20	uT	FERRO	-	mg/L
COR	≥ 20 e < 50	uH	MANGANÊS	-	mg/L
ALGAS	≥ 1000 e < 5000	UPA/ml			

Vazão

Indique a vazão de projeto da ETA no horizonte de planejamento

Até 5 m³/h

Resultado

ETA 4-DF1

Figura 5.25 – Imagem do modelo simplificado para seleção de tecnologias de tratamento de água com um exemplo para manancial de água superficial e ambiente léntico.

5.4.5.3 Aplicação do modelo simplificado com água de manancial superficial (Ambiente Lótico).

A ETA apresentada no exemplo constitui-se de uma unidade construída para potabilização da água proveniente de um manancial superficial, com água bruta sendo captada de um ambiente lótico, cujas características são apresentadas na Tabela 5.7, considerando-se que a vazão de 15 m³/h.

O resultado apresentado pelo modelo foi que a melhor ETA para tratar a água bruta apresentada, foi a ETA 12, que corresponde à tecnologia de ciclo completo, como visto na Figura 5.26.

Tabela 5.7 - Laudo de análises de parâmetros de qualidade de água (exemplo 3).

Parâmetros	Resultados	Unidades
Cor	45	uT
pH.	7,8	
Turbidez	100	uH
Ferro	0,1	mg/L
Manganês	0,037	mg/L
Fluor	0,03	mg/L
Dureza	60	mg/L
Cloreto	10	mg/L
Densidade de algas	AUSENTE	UPA/ml
Nitrato	1	mg/L
Nitrito	0,27	mg/L
Nit. Amôniacal	0,02	mg/L

Modelo para seleção de tecnologia de tratamento de água

Critérios de exclusão e observações sobre o modelo

Qual a vazão do sistema? COM A VAZÃO INDICADA O MODELO PODERÁ OBTER RESULTADO.

Qualidade da água

→ Check abaixo os parâmetros de qualidade de água que foram analisados:

- | | | | |
|--|--|--|---|
| Cor <input checked="" type="checkbox"/> | Ferro <input checked="" type="checkbox"/> | Dureza <input checked="" type="checkbox"/> | Nitrato <input checked="" type="checkbox"/> |
| pH. <input checked="" type="checkbox"/> | Manganês <input checked="" type="checkbox"/> | Cloreto <input checked="" type="checkbox"/> | Nitrito <input checked="" type="checkbox"/> |
| Turbidez <input checked="" type="checkbox"/> | Fluor <input checked="" type="checkbox"/> | Densidade de algas <input checked="" type="checkbox"/> | Amônia <input checked="" type="checkbox"/> |

É IMPORTANTE, PARA QUE HAJA RESPOSTA DO MODELO, QUE TODOS OS PARÂMETROS ACIMA SEJAM ANALISADOS.

→ Indique o valor dos parâmetros físico-químicos abaixo:

- | | | |
|---|--|--|
| Flúor <input type="text" value="≤ 0,7"/> mg/L | pH. <input type="text" value="6 a 9,5"/> | Amônia <input type="text" value="≤ 1,5"/> mg/L |
| Cloreto <input type="text" value="≤ 250"/> mg/L | Nitrato <input type="text" value="≤ 10"/> mg/L | |
| Dureza Total <input type="text" value="≤ 500"/> | Nitrito <input type="text" value="≤ 1"/> mg/L | |

→ Outros parâmetros de qualidade da água bruta diferente de Cor, Turbidez, pH, Ferro, Manganês, Fluor, Dureza, Nitrato, Nitrito, Amônia, Coreto e Densidade Algal possuem sempre concentrações menores ou iguais às máximas permitidas pela portaria 518 do MS de 2004?

PARTIR PARA PROXIMA ETAPA

Manancial

Qual manancial utilizado para abastecimento humano?

A ÁGUA BRUTA CORRESPONDENTE A ÁGUA SUPERFICIAL SERÃO DE AMBIENTE LÓTICO OU LÊNICO.

Água bruta

De onde será captada a água bruta?

SÃO CONSIDERADOS AMBIENTES LÓTICOS AQUELES QUE APRESENTAM UM FLUXO CONSTANTE DE ÁGUA, COMO POR EXEMPLO, OS RIOS.

Qualidade da água

Indique o valor dos parâmetros de qualidade de água abaixo:

- | | |
|--|--|
| TURBIDEZ <input type="text" value="≥ 50"/> uT | FERRO <input type="text" value="-"/> mg/L |
| COR <input type="text" value="≥ 20 e < 50"/> uH | MANGANÊS <input type="text" value="-"/> mg/L |
| ALGAS <input type="text" value="-"/> UPA/ml | |

Vazão

Indique a vazão de projeto da ETA no horizonte de planejamento

Resultado

ETA 12-CC3

Figura 5.26 – Imagem do modelo simplificado para seleção de tecnologias de tratamento de água com um exemplo para manancial de água superficial e ambiente lótico.

5.4.6 Limitações do modelo

O objetivo do modelo é simplificar, tornar essa escolha uma rotina sempre aplicada na concepção de projetos de estações de tratamento de água. O modelo traz como opção de seleção das tecnologias apenas parâmetros como cor, turbidez, densidade de algas, ferro e manganês.

Em relação aos outros parâmetros de qualidade de água tratada, todos terão que estar dentro dos valores permitidos pela portaria 518(2004) do Ministério da Saúde sendo necessário o monitoramento constante da água.

Tecnologias com operações unitárias complexas, como a flotação, não são utilizadas no modelo, pois poderiam ser inviáveis para as comunidades abordadas neste trabalho.

O modelo simplificado de seleção de tecnologias de tratamento de água, levou em consideração a qualidade da água bruta disponível, aplicável em ETAs com vazão máxima de 15 m³/h, pois o modelo proposto se visa se adequar ao Projeto São José e SISAR – Sistema Integrado de Saneamento Rural.

6.0 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Algumas pequenas comunidades rurais do Estado do Ceará ainda consomem água de qualidade fora dos padrões recomendados pela Portaria 518/2004, pois há resistência de alguns operadores em aplicar corretamente o cloro na etapa de desinfecção.

A falta de padronização na construção dos projetos das ETAs ocasiona muitas vezes, além do subdimensionamento do sistema, uma construção inadequada, um projeto mal elaborado e até a utilização de tecnologias inapropriadas, acarretando na distribuição de uma água de má qualidade.

Mananciais superficiais são utilizados para distribuir água em comunidade apenas com uma simples desinfecção, expondo a população a grandes riscos.

O modelo simplificado desenvolvido para seleção de tecnologias de tratamento de água para pequenas comunidades deve ajudar os técnicos na seleção de tecnologias apropriadas com maior rapidez e menor risco.

Os projetos das ETAs elaborados apresentam bons níveis de detalhamento e correto dimensionamento hidráulico podendo representar uma inovação positiva para o saneamento rural.

Apesar da simplicidade, recomenda-se que o usuário do modelo, tenha o suporte de um técnico para avaliar as limitações existentes no modelo e as adversidades das águas em tratamento.

Água bruta contendo ferro com concentração acima de 5 ppm deve receber tratamento completo. A tecnologia Ciclo Completo deve atender a essa necessidade. Abaixo desse valor e até o valor limite da portaria 518/04, recomenda-se o uso da filtração rápida ascendente. Valores iguais ou inferiores a 0,3 ppm de ferro total recomenda-se o uso de uma simples desinfecção.

A duração da carreira de filtração com água bruta com teor de ferro total de 5 ppm é de 13 horas. Muito embora a duração dessa carreira de filtração possa ser prolongada através da utilização de descargas de fundo.

O uso de outras linguagens de programação irá melhorar o desenvolvimento do *software*.

Elaborar manual de operação das ETAs especificadas, incluindo manual de segurança do trabalhador.

Desenvolver planilha de custos das ETAs para avaliações financeiras futuras, devido limitação per capita dos órgãos financiadores.

Importante que os laboratórios que forem analisar o parâmetro densidade de algas que obtenham resultados em UPA/mL, mesmo que já tenha obtido em cel./mL, pois o resultado em UPA/mL é que será usado no modelo de seleção de tecnologia de tratamento de água.

Difundir o modelo a outras comunidades ou instituições que necessitem.

7.0 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN PUBLIC HEALTH ASSOCIATION. **Standard Methods for The Examination of Water and Wastewater**. 21 ed. Washington: APHA, 2005.

ANDRADE, N. J. D. **Saneamento é saúde**. Disponível em: <<http://www.ana.gov.br/AcoesAdministrativas/RelatorioGestao/Rio10/Riomaisdez/index.php.342.html>>. Acesso em: 29 out. 2009.

ARAÚJO, Maria Helena de. **Desigualdade e Pobreza no Ceará: O Caso do Projeto São José**. 169f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT: NBR 7229 (1993). **Projeto, construção e operação de sistemas de tanques sépticos**. Setembro. 15 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT: NBR 12216 (1992). **Projeto de estação de tratamento de água para abastecimento público**. Abril. 18 p.

BASTOS, F. P. - **Tratamento de Água de Chuva Através de Filtração Lenta e Desinfecção UV**. 135 f. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2007.

BORGES, J. T. **Abastecimento de Água para Populações Ribeirinhas e Comunidades Amazônicas**. Disponível em: <<http://www.thtambiental.com.br/wp-content/uploads/2010/02/Artigo-premio-Samuel-Benchimol.pdf>>. Acesso em: 29 nov. 09.

BRASIL. **Portaria nº 518**, de 25 de março de 2004. Ministério da Saúde.

CARTER C., TYRREL S., HOWSAM P. (Agosto 1999). **Impact and Sustainability of Community Water Supply and Sanitation Programs in Developing Countries**. Journal of the chartered Institution of Water and Environment, Vol. 13, p292-296.

CARTER, R. C., RWAMWANJA, R. Functional Sustainability in Community Water and Sanitation, A Case Study From South-West Uganda. **Tearfund**, Uganda, p.1-36, ago. 2006.

CIRILO, J. A. et al. (Org.). **O uso sustentável dos recursos hídricos em regiões semi-áridas**. Recife: Editora Universitária UFPE, 2007. 508 p.

DI BERNARDO, L. **Filtração Direta Aplicada a Pequenas comunidades**. PROSAB, 2003.

DI BERNARDO, L., BRANDÃO, C.C.S., HELLER, L. **Tratamento de Água de Abastecimento por Filtração em Múltiplas Etapas**. PROSAB, Rio de Janeiro, Brasil, 114p, 1999.

DI BERNARDO, L., DANTAS, A. D. B. **Métodos e Técnicas de Tratamento de Água**. vol. 1. ed. São Carlos: RiMa, 2005.

FREIRE, P. F . **O Abastecimento de Água na Zona Rural**. Disponível em: <<http://www.bomdiacomunidade.com.br/index.php?p=lernoticia&area=11&codigo=5950&pagina=9>>. Acesso em: 03 nov. 2009.

GADGIL, A. J., DERBY, E. A.. Providing Safe Drinking Water to 1.1 Billion Unserved People. **96th Annual Awma Conference**, San Diego, p.1-14, 22 jun. 2003.

GALVIS, G. Water treatment. In: SMET, J., WIJK, C. V. (Comp.). **Small Community Water Supplies: Technology, People and Partnership**. Delft: Irc International Water And Sanitation Centre, 2002. p. 266-284.

GNADLINGER, J. Coleta de Água de Chuva em Área Rurais. IRPAA. Juazeiro. Palestra proferida no 2º Fórum Mundial da Água. Haia, Holanda, 2000. **Anais eletrônicos**. Disponível em:<<http://www.irpaa.org.br/br/ebooks.htm>>. Acesso em: 03 novembro/2009.

HELLER, L., PÁDUA, W. L. D. (Org.). **Abastecimento de Água Para Consumo Humano**. Belo Horizonte: Editora Ufmg, 2006. 859 p.

HOKO, Z., DEMBERERE, T., SIWADI, J. An Evaluation Of The Sustainability Of A Water Supply Project In MT Darwin District: Zimbabwe. **Journal Of Sustainable Development In Africa**, Harare, p. 98-112. 2009.

KAWAMURA, S. **Integrated Design and Operation of Water Treatment Facilities**. 2 ed. New York: John Wiley & Sons, 2000, 691p.

LIBÂNIO, M. **Fundamentos de Qualidade e Tratamento de Água**. 2. ed. Campinas: Átomo, 2008.

LOCKWOOD, H. (March 2004). *Scaling Up Community Management of Rural Water Supply*. (Thematic Overview Paper), IRC International Water and Sanitation Center, The Netherlands.

MONTGOMERY, J. M.. **Water Treatment Principles and Design**. United States Of America: Wiley-interscience, 1985. 712 p

MOTA, S. **Introdução à Engenharia Ambiental**. 4.ed. Rio de Janeiro, 2006. 388p.

PALMIER, L. R. A necessidade das bacias experimentais para a avaliação da eficiência de técnicas alternativas de captação de água na região semi-árida do Brasil. III Simpósio Brasileiro de Captação de Água de Chuva no Semi-árido. Paraíba, 2001. **Anais...** Paraíba: ABRH, 2001.

PATERNIANI, J. E. S., CONCEIÇÃO, C. H. Z. Eficiência da Pré-Filtração e Filtração Lenta no Tratamento de Água para Pequenas Comunidades. **Eng. Ambient.**, Espírito Santo do Pinhal, v. 1, n. 1, p.17-24, 1 dez. 2004.

PAZ, L. P. S., DI BERNARDO, L. Aspectos Conceituais Relativos à Seleção de Tecnologias de Tratamento e de Disposição dos Resíduos Gerados nas Estações de Tratamento de Água. **Abes**, Campo Grande, p.1-13, 23 set. 2005.

PAZ, L. P. S., DI BERNARDO, L. Seleção de Tecnologias de Água em Função do Risco e Eficiência das Etas. **Aidis**, Punta Del Este, p.1-22, 30 nov. 2006.

PAZ, L. P. S. **Modelo Conceitual de Seleção de Tecnologias de Tratamento de Água Para Abastecimento de Comunidade de Pequeno Porte.** 2007. 398 f. Tese (Doutorado) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

RICHTER, C. A. – **Tratamento de Água – Tecnologia Atualizada.** Edgard Blucher. 1995.

SANTOS, A. B. D. **Avaliação Técnica de Sistemas de Tratamento de Esgotos.** Fortaleza: Banco do Nordeste do Brasil, 2007. 206 p.

SALES, M. D. V. **Tratamento de Água Eutrofizada Através de Dupla filtração e Oxidação.** 2005. 261f. Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2005.

SAUNDERS, R. J., WARFORD, J. J. **Abastecimento de Água em Pequenas Comunidades:** Aspectos Econômicos e Políticos nos Países em Desenvolvimento. Tradução de: Vera Lucia Mixto Chama. Rio de Janeiro: ABES, 1983.

WIJK-SIJBESMA, C. V. (Ed.). Planning and Management. In: SMET, J., WIJK, C. V. (Comp.). **Small Community Water Supplies:** Technology, People and Partnership. Delft: Irc International Water And Sanitation Centre, 2002. p. 26-46.

VIANA, M. R. – **Hidráulica Aplicada às Estações de Tratamento de água.** 4.ed. Belo Horizonte. Imprimatur. 2002.

APÊNDICES

APÊNDICE A

RESULTADOS DAS CARREIRAS DE FILTRAÇÃO

TABELA B1. Carreira de filtração 1: Resultados utilizando água artificial com 10 mg/L de ferro. Oxidação com 30 mg/L de NaOH e 10 mg/L de Hipoclorito de Cálcio.
 Data:27/04/2010

	DURAÇÃO	CARREIRA (h)	HORA	COR (uH)	TURB.(uT)	PH	P. DE CARGA (mca)	FERRO (mg/L)	% REMOÇÃO DE FERRO	CLORO(mg/L)
OXIDADA			09:20	250	9,64	9,73	0,33	10		0,4
FILTRADA	1		10:20	3	0,17	8,17	0,35	0,07	99,30	0,23
FILTRADA	2		11:20	3	0,11	9,39	0,43	0,02	99,8	0,06
FILTRADA	3		12:20	17	0,88	9,5	0,47	0,87	91,30	0,37
FILTRADA	4		13:20	50	1,98	9,52	0,52	2,6	74	0,12
FILTRADA	5		14:20	80	3,84	9,59	0,63	5	50,00	0,21

TABELA B2. Carreira de filtração 2: Resultados utilizando água artificial com 7,5 mg/L de ferro. Oxidação com 30 mg/L de NaOH e 10 mg/L De Hipoclorito de Cálcio.
 Data: 30/04/2010

	DURAÇÃO	CARREIRA (h)	HORA	COR (uH)	TURB.(uT)	PH	P. DE CARGA (mca)	FERRO (mg/L)	% REMOÇÃO DE FERRO	CLORO (mg/L)
OXIDADA			09:00	180	6,74	9,73	0,32	7,5		1,66
FILTRADA	1		10:00	2	0,17	8,55	0,34	0,06	99,20	1,38
FILTRADA	2		11:00	2	0,13	9,28	0,43	0,01	99,87	1,18
FILTRADA	3		12:00	2	0,12	9,36	0,49	0,01	99,87	1,07
FILTRADA	4		13:00	3	0,11	9,4	0,59	0	100,00	1,86
FILTRADA	5		14:00	3	0,13	9,3	0,64	0	100,00	1,65
FILTRADA	6		15:00	7	0,28	9,46	0,71	0,2	97,33	1,39
FILTRADA	7		16:00	25	0,87	9,4	0,8	0,77	89,73	1,46

TABELA B3. Carreira de filtração 3: Resultados utilizando água artificial com 5 ppm de ferro. Oxidação com 25 mg/L de NaOH e 10 mg/L de Hipoclorito de Cálcio. Data: 04/05/2010

	DURAÇÃO	CARREIRA (h)	HORA	COR (uH)	TURB.(uT)	PH	P. DE CARGA (mca)	FERRO (mg/L)	% REMOÇÃO DE FERRO	CLORO (mg/L)
OXIDADA			09:00	110	3,94	9,46	0,21	5		4,09
FILTRADA	1		10:00	2	0,3	8,4	0,26	0,05	99,00	3,35
FILTRADA	2		11:00	2	0,14	8,74	0,34	0,04	99,20	4,14
FILTRADA	3		12:00	2	0,14	8,83	0,49	0,01	99,80	2,78
FILTRADA	4		13:00	3	0,14	8,88	0,51	0,03	99,40	3,94
FILTRADA	5		14:00	3	0,13	8,86	0,58	0,04	99,20	3,75
FILTRADA	6		15:00	3	0,13	8,91	0,6	0,01	99,80	4,14
FILTRADA	7		16:00	3	0,11	8,92	0,66	0,02	99,60	4,19
FILTRADA	8		17:00	3	0,14	9,01	0,68	0,01	99,80	4,27
FILTRADA	9		18:00	3	0,15	8,97	0,72	0,04	99,20	3,96
FILTRADA	10		19:00	3	0,15	8,96	0,78	0,15	97,00	4,6
FILTRADA	11		20:00	5	0,21	8,92	0,8	0,16	96,80	4,92
FILTRADA	12		21:00	7	0,3	8,89	0,82	0,27	94,60	3,59
FILTRADA	12,5		21:30	7	0,32	8,8	0,83	0,23	95,40	4,18
FILTRADA	13		22:00	7	0,36	8,65	0,86	0,38	92,40	4,3
FILTRADA	13,5		22:30	7	0,39	8,69	0,87	0,4	92,00	3,67
FILTRADA	14		23:00	7	0,49	8,48	0,89	0,46	90,80	4,24
FILTRADA	14,5		23:30	15	0,55	8,42	0,9	0,6	88,00	4,05

TABELA B4. Carreira de filtração 4: Resultados utilizando água artificial com 5 ppm de ferro. Oxidação com 25 mg/L de NaOH e 10 mg/L de Hipoclorito de Cálcio.
 Data: 18/05/2010

	DURAÇÃO	CARREIRA (h)	HORA	COR (uH)	TURB.(uT)	PH	P. DE CARGA (mca)	FERRO (mg/L)	% REMOÇÃO DE FERRO	CLORO (mg/L)
OXIDADA			10:00	100	4,06	9,45	0,32	5		3,12
FILTRADA	1		11:00	5	0,17	8,41	0,37	0,03	99,40	2,83
FILTRADA	2		12:00	2	0,19	9,04	0,42	0,02	99,60	2,78
FILTRADA	3		13:00	2	0,18	9,48	0,49	0,03	99,40	2,53
FILTRADA	4		14:00	2	0,17	9,48	0,56	0,02	99,60	2,52
FILTRADA	5		15:00	2	0,16	9,18	0,64	0,01	99,80	2,4
FILTRADA	6		16:00	2	0,12	9,3	0,73	0,01	99,80	2,52
FILTRADA	7		17:00	2	0,1	9,33	0,8	0,01	99,80	2,78
FILTRADA	8		18:00	3	0,13	9,34	0,87	0,01	99,80	3,72
FILTRADA	9		19:00	3	0,16	9,36	0,92	0,08	98,40	3,93
FILTRADA	10		20:00	5	0,22	9,4	0,94	0,17	96,60	3,62
FILTRADA	11		21:00	5	0,21	9,29	0,95	0,16	96,80	3,27
FILTRADA	12		22:00	5	0,29	9,16	0,97	0,26	94,80	3,05
FILTRADA	12,5		22:30	7	0,29	9,19	0,98	0,29	94,20	3,3
FILTRADA	13		23:00	10	0,3	9,15	0,99	0,31	93,80	2,88
FILTRADA	13,5		23:30	10	0,33	9,09	1	0,33	93,40	3,12
FILTRADA	14		00:00	15	0,35	9,08	1,02	0,38	92,40	2,89
FILTRADA	14,5		00:30	15	0,53	9,13	1,04	0,51	89,80	2,92
FILTRADA	15		01:00	15	0,54	9,11	1,06	0,53	89,40	2,96

APÊNDICE B

DIAGNÓSTICO DE PROBLEMAS PROJETO SÃO JOSÉ

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Diagnóstico dos problemas técnicos das pequenas comunidades do Estado do Ceará.

1. Sobre o Projeto São José;
2. Relação SISAR/Projeto São José;
3. Relação comunidade/qualidade da água (Ferro, argila, algas e matéria orgânica dissolvida);
4. Existem falhas operacionais? Quais? Por quê?
5. Como é feito o treinamento dos operadores das comunidades?
6. É feita uma padronização na construção das ETAS? Existe sub ou super dimensão das ETAS?
7. Qual a eficiência do tratamento?

APÊNDICE C

MEMORIAL DE CÁLCULO ETAs PADRÕES

	RESULTADOS OBTIDOS POR FÓRMULAS
	DADOS INSERIDOS

FILTRAÇÃO DIRETA ASCENDENTE

1) CÁLCULO DIÂMETRO E ÁREA DO FILTRO

VAZÃO DA ETA (Qf)

$$Q_f = 5 \text{ m}^3/\text{h}$$

TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL (Tas)

$$T_{as} = 180 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$$

ÁREA DO FILTRO (Af)

$$A_f = 0,67 \text{ m}^2$$

DIÂMETRO CÁLCULADO (D) E ADOTADO (Dadot)

$$D = 0,92 \text{ m}$$

$$D_{adot} = 1,00 \text{ m}$$

ÁREA DO FILTRO RECALCULADA (A)

$$A = 0,785 \text{ m}^2$$

TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL CORRIGIDA (Tas corr.)

$$T_{as,corr} = 152,789 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$$

Segundo Di Bernardo (2003)

$$A_f = \frac{Q_f \cdot 24}{T_{as}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot A_f}{\pi}}$$

$$A = \frac{\pi \cdot D_{adot}^2}{4}$$

$$T_{as\ corr} = \frac{Q_f \cdot 24}{A}$$

2) CARACTERÍSTICAS DO MEIO FILTRANTE

AREIA

Espessura da camada (L)	1,6	m	
Tamanho dos grãos	0,59	2,0	mm
Tamanho efetivo - d10	0,84	mm	
Coeficiente de desuniformidade (Cd)	1,68		
Coeficiente de esfericidade (Ce)	0,7		
Massa específica (ρ_s)	2650	Kg/m ³	
Porosidade (P)	0,40	m	

Segundo Di Bernardo (2005), o leito terá essas características ao lado.

CAMADA SUPORTE (PEDREGULHO)

Espessura da camada (L)	0,55	m	
Tamanho dos grãos	3,2	38,0	mm
Coeficiente de esfericidade (Ce)	0,85		
Porosidade (P)	0,45	m	
Massa específica (ρ_s)	2650	Kg/m ³	

Usou-se a camada suporte ao lado, segundo Di Bernardo (2005).

3) SISTEMA DE LAVAGEM

3.1) CÁLCULO DA VELOCIDADE ASCENCIONAL DA ÁGUA

DADOS:

DIÂMETRO EQUIVALENTE

$$D_{eq} = 0,0010863 \text{ m}$$

TEMPERATURA DA ÁGUA

$$T = 30 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

PESO ESPECÍFICO

$$\gamma = 9765 \text{ N/m}^3$$

MASSA ESPECÍFICA

$$\rho_a = 995,7 \text{ Kg/m}^3$$

VISCOSIDADE CINEMÁTICA

$$\nu = 0,0000008 \text{ m}^2/\text{s}$$

VISCOSIDADE ABSOLUTA

$$\mu = 0,000798 \text{ Ns/m}^2$$

ACELERAÇÃO DA GRAVIDADE

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$deqi = \sqrt{dsup \cdot dinf}$$

As equações utilizadas para determinar a velocidade ascencional foram calculadas segundo Libânio (2008).

NÚMERO DE GALILEU

$$Ga = 32525,88$$

$$Ga = \frac{Deq^3 \cdot \rho_a \cdot (\rho_s - \rho_a) \cdot g}{\mu^2}$$

VELOCIDADE MINIMA DE FLUIDIZAÇÃO

$$V_{mf} = 0,01 \text{ m/s}$$

$$V_{mf} = 0,71 \text{ m/min}$$

$$V_{mf} = \left(\frac{\mu}{\rho_a \cdot Deq} \right) \cdot \left[\sqrt{(33,7)^2 + 0,0408 \cdot Ga} - 33,7 \right]$$

$$V_a = 1 \text{ m/min}$$

$$V_a = 0,0167 \text{ m/s}$$

← VELOCIDADE ASCENCIONAL DA ÁGUA

3.2) EXPANSÃO DO MEIO FILTRANTE DURANTE A LAVAGEM

DADOS:

Cálculo de expansão do meio filtrante durante a lavagem segundo o método utilizado por Libânio (2008).

VELOCIDADE INTERTICIAL

$$V_i = 0,0167 \text{ m/s}$$

OBS:..Equações usadas na planilha abaixo.

FÓRMULAS UTILIZADAS NA TABELA ABAIXO

Diâmetro Equivalente (d_{eqi})	$deqi = \sqrt{dsup \cdot dinf}$
Fração em peso de cada subcamada (i) do meio filtrante entre duas peneiras consecutivas	$Xi = \frac{Li}{\sum L}$
Número de Galileu (Ga)	$Ga = \frac{Deq^3 \cdot \gamma \cdot (\rho_s - \rho_a)}{\mu^2}$

ETA 1 - FDA1

Reynolds Modificado (Re_m)	$Re_m = \frac{C_e \cdot d_{eq} \cdot V_l}{6 \cdot v \cdot (1 - Pe)}$
Velocidade mínima de fluidização (V_{mf})	$V_{mf} = \left(\frac{\mu}{\rho_a \cdot Deq} \right) \cdot \left[\sqrt{(33.7)^2 + 0.0408 \cdot Ga} - 33.7 \right]$
Equação modelo *	$A = \frac{Pe^3}{(1 - Pe)^2} \cdot \left(\frac{\gamma \cdot (\rho_g - \rho) \cdot Ce^3 \cdot d_{eq}^3}{216 \cdot \mu^2} \right)$

*O modelo apresentado pela equação abaixo, é válido para $Re_m > 0,2$, para porosidade $< 0,85$ quando $Re_m < 100$ e inferior a $0,90$ quando $Re_m > 100$:

$$\log A = 0,56543 + 1,09348 \log Re_m + 0,17979 (\log Re_m)^2 - 0,00392 (\log Re_m)^4 - 1,5 (\log Ce)^2$$

TABELA 1. Iterações para cálculo de expansão durante a lavagem

Subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)
1	0,17	0,00071	0,00059	0,11	0,0006
2	0,10	0,00084	0,00071	0,06	0,0008
3	0,32	0,00100	0,00084	0,20	0,0009
4	0,28	0,00119	0,00100	0,18	0,0011
5	0,30	0,00141	0,00119	0,19	0,0013
6	0,18	0,00168	0,00141	0,11	0,0015
7	0,25	0,00200	0,00168	0,16	0,0018
Total	1,60		Total	1,00	

Ga	V_{mf} (m/s)	P_{ei}	$x_i/(1-P_{ei})$	Re_m	A	Meta*
6878	0,005	0,62	0,28	4,17	18,9	0,00
11684	0,007	0,58	0,15	4,45	20,5	0,00
19530	0,009	0,54	0,43	4,80	22,7	0,00
32931	0,012	0,50	0,35	5,26	25,7	0,00
55135	0,015	0,46	0,35	5,81	29,3	0,00
92485	0,019	0,42	0,20	6,47	34,0	0,00
156239	0,023	0,39	0,26	7,28	40,1	0,00
	Total		2,01			

POROSIDADE DO MEIO FILTRANTE EXPANDIDO

$P_e = 0,50$

EXPANSÃO DO MEIO FILTRANTE

$E = 20,82 \%$

ALTURA DO MEIO FILTRANTE EXPANDIDO

$L_e = 1,93 \text{ m}$

$$P_e = 1 - \frac{1}{\sum \frac{x_i}{(1 - P_{ei})}}$$

$$E(\%) = \frac{P_{fe} - P_{fo}}{1 - P_{fo}} \cdot 100$$

$$L_{fe} = L_{fo} \cdot \frac{(1 - P_o)}{(1 - P_e)}$$

META* : Artificio do programa EXCEL para realizar iterações. Iterações essas necessárias para o cálculo de expansão.

3.3 COLETA DE ÁGUA DE LAVAGEM E FILTRADA

VAZÃO DE LAVAGEM PARA O FILTRO (Q)

$$Q = 0,0131 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 47,12 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q = V_a \cdot A$$

Cálculo da calha de coleta de água de lavagem e filtrada segue segundo Richter (1995).

LARGURA ÚTIL (b)

$$b = 0,30 \text{ m}$$

ALTURA MÁXIMA DA ÁGUA (H)

$$H = 0,10 \text{ m}$$

$$H_{\text{adot}} = 0,30 \text{ m}$$

$$H = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{1,3 \cdot b}\right)^2}$$

3.4) CÁLCULO DA PERDA DE CARGA DURANTE A LAVAGEM

3.4.1) PERDA DE CARGA NO LEITO (AREIA)

$$h_f = 1,59 \text{ m}$$

Segundo Viana (2002),

$$\frac{H}{L} = \frac{(1 - P_0)(\rho_s - \rho_a)}{\rho_a}$$

3.4.2) PERDA DE CARGA NA CAMADA SUPORTE

$$h_f = 0,50 \text{ m}$$

3.4.3) PERDA DE CARGA NO SISTEMA DE DRENAGEM

Número de vigas por filtro N_v	2
Espaçamento entre os orifícios X_o (m)	0,2
Número de orifícios N_o	42
Diâmetro de cada orifício D_o (pol.)	0,75
Diâmetro de cada orifício D_o (m)	0,019
Área de cada orifício A_o (m ²)	3E-04
Vazão em cada orifício Q_o (m ³ /s)	3E-04
Velocidade de passagem pelo orifício V_o	1,0935
Coefficiente de descarga C_d	0,61

Segundo Richter (1995),

$$h_o = \frac{\left(\frac{q_o}{C_d \cdot A}\right)^2}{2 \cdot g}$$

$$h_f = 0,164 \text{ m}$$

3.4.4) PERDA DE CARGA NAS PEÇAS E TUBULAÇÕES

3.4.4.1) Perdas de Carga na Tubulação de Sucção

Dimensionamento das tubulações

Velocidades máximas	Diâmetros	Velocidades	Verificações
$V_{Ia,máx} = 3,60 \text{ m/s}$	$D_{I,a} = 75 \text{ mm}$	$V_{Ia} = 2,96 \text{ m/s}$	Ok!
$V_{Ie,máx} = 1,80 \text{ m/s}$	$D_{I,e} = 100 \text{ mm}$	$V_{Ie} = 1,67 \text{ m/s}$	Ok!

Diâmetro Adot. $d_{\text{adot}} = 0,075 \text{ m}$

Sucção			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Entrada	14,7D	1,103	m
Curva 90°	12,8 D	0,96	m
Tê de passagem direta	21,8D	1,635	m
Válvula waffer	45D	3,375	
Comp. Real	3	3	m
Comp. Total (L_s)		10,07	m

COEFICIENTE DE RUGOSIDADE (ϵ)- MATERIAL PVC

$\epsilon = 0,1 \text{ mm}$

Conhecendo-se a vazão ($Q = 0,0131 \text{ m}^3/\text{s}$), o diâmetro ($D = 0,075 \text{ m}$) e o coeficiente de rugosidade ($\epsilon = 0,1 \text{ mm}$, para pvc), a perda de carga unitária na sucção (J_s) pode ser calculada pela equação a seguir.

$$J_s = \frac{8 \cdot f \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \quad f = \frac{0,25}{\left(\log\left(\frac{\epsilon}{3,7 \cdot d}\right) + \left(\frac{5,74}{Re^{0,9}}\right)\right)^2} \quad Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d \cdot v}$$

$$Re = 276395,8$$

$$f = 0,0077134$$

$$J_s = 0,046022$$

$$\Delta H_s = 0,46355618$$

Portanto, a perda de carga total na sucção será:

$$\Delta H_s = J_s \cdot L_s$$

3.4.4.2 Perda de Carga na Tubulação de Recalque

Diâmetro Adot. $d_{\text{adot}} = 0,1 \text{ m}$

Recalque							
Acessório	Comp. equivalente (m)			Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Saída	32D	3,2	m	Válvula waffer	45D	4,5	m
curva 90° R/D =1	17,5D	1,75	m				
Tê passagem direta	21,8D	2,18	m				
Comp. Real	3	3	m	Comp. Total (L_s)		14,63	m

Usando as mesmas equações da sucção, podemos calcular a perda de carga no recalque.

$$Re = 207296,85$$

$$f = 0,0080635$$

$$J_r = 0,0114169$$

$$\Delta H_r = 0,1670295$$

3.4.5) CÁLCULO DA ALTURA MANOMÉTRICA (H_m)

ALTURA GEOMÉTRICA

$H_g = 3,45 \text{ m}$

SOMATÓRIO DAS PERDAS DE CARGA

$$\sum \Delta H = 2,89 \text{ m}$$

ALTURA MANOMÉTRICA

$$H_m = 6,34 \text{ m}$$

$$H_m = H_g + \sum \Delta H$$

3.5) BOMBA PARA LAVAGEM DO FILTRO

Para a seleção da bomba de lavagem do filtro, são indicados os parâmetros vazão (Q) e altura manométrica (H_m).

4) SISTEMA DE FILTRAÇÃO**4.1) PERDA DE CARGA DURANTE A FILTRAÇÃO****4.1.1) DETERMINAÇÃO DO DIÂMETRO DAS TUBULAÇÕES****4.1.1.2) Perdas de Carga na Tubulação de Sucção**

Velocidades máximas	Diâmetros	Velocidades	Verificações
V _{fa,máx} = 0,60 m/s	D _{f,a} = 75 mm	V _{fa} = 0,31 m/s	Ok!
V _{fe,máx} = 1,25 m/s	D _{f,e} = 75 mm	V _{fe} = 0,31 m/s	Ok!

Diâmetro Adot. d_{adot} = 0,075 m (sucção)

Sucção			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Entrada de canalização	14,7D	1,103	m
Válvula waffer	45D	3,375	m
2xTê de passagem direta	2x21,8D	3,27	m
Comp. Real	1,3	1,3	m
Comp. Total (L_s)		9,048	m

Conhecendo-se a vazão (Q = 0,00139 m³/s), o diâmetro (D = 0,075 m) e o coeficiente de rugosidade (ε = 0,1 mm, para pvc), a perda de carga unitária na sucção (J_s) pode ser calculada pela equação a seguir.

$$J_s = \frac{8 \cdot f \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5}$$

$$f = \frac{0,25}{\left(\log\left(\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot d}\right) + \left(\frac{5,74}{Re^{0,9}}\right) \right)^2}$$

$$Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d \cdot v}$$

Portanto, a perda de carga total na sucção será:

$$\Delta H_s = J_s \cdot L_s$$

$R_e = 29326,505$
 $f = 0,0077147$
 $J_s = 0,0005182$
 $\Delta H_s = 0,0046884$

Diâmetro Adot. d_{adot} = 0,075 m (recalque)

Recalque			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Saída	32D	2,4	m
Válvula waffer	45D	3,375	m

ETA 1 - FDA1

Tê passagem direta	21,8D	1,635	m
Comp. Real	2,63	2,63	m
Comp. Total (L_s)		10,04	m

Usando as mesmas equações da sucção, podemos calcular a perda de carga no recalque.

$$R_e = 29326,505$$

$$f = 0,0077147$$

$$J_r = 0,0005182$$

$$\Delta H_r = 0,0052027$$

4.1.2) PERDA DE CARGA NO SISTEMA DE DRENAGEM

Segundo Richter (1995),

Número de vigas por filtro N _v	2
Espaçamento entre os orifícios X _o (m)	0,2
Número de orifícios N _o	42
Diâmetro de cada orifício D _o (pol.)	0,75
Diâmetro de cada orifício D _o (m)	0,019
Área de cada orifício A _o (m ²)	3E-04
Vazão em cada orifício Q _o (m ³ /s)	3E-05
Velocidade de passagem pelo orifício V _o	0,116
Coeficiente de descarga C _d	0,61

$$h_o = \frac{\left(\frac{q_o}{C_d \cdot A} \right)^2}{2 \cdot g}$$

$$h_f = 0,002 \text{ m}$$

4.1.3) PERDA DE CARGA NO LEITO (AREIA)

CÁLCULO VELOCIDADE DE FILTRAÇÃO

$$V_f = 0,0017684 \text{ m/s}$$

$$V_f = \frac{Qf}{Af}$$

Subcamada	L (m)	d _{sup} (m)	d _{inf} (m)	x _i	d _{eqi} (m)	x _i /d _{eqi}
1	0,73900	0,00119	0,00100	0,46	0,0011	424,20
2	0,39000	0,00141	0,00119	0,24	0,0013	188,53
3	0,31200	0,00168	0,00141	0,20	0,0015	126,94
4	0,07800	0,00200	0,00168	0,05	0,0018	26,65
5	0,07800	0,00240	0,00200	0,05	0,0022	22,29
Total	1,60		Total	1,00	Total	788,60

$$h_f = 0,297 \text{ m}$$

Segundo Libânio (2008),

$$\frac{H_f}{L_f} = \frac{180 \cdot \mu \cdot V \cdot L \cdot (1-P)^2}{\gamma \cdot P^3 \cdot C_e^2} \sum \frac{X_i}{(D_{eqi})^2}$$

4.1.4) PERDA DE CARGA NA CAMADA SUPORTE

Subcamada	L (m)	d _{sup} (m)	d _{inf} (m)	x _i	d _{eqi} (m)	x _i /d _{eqi}
1	0,15	0,0381	0,0254	0,27	0,031	8,77
2	0,1	0,0254	0,0190	0,18	0,022	8,28
3	0,1	0,0190	0,0127	0,18	0,016	11,70
4	0,1	0,0127	0,0064	0,18	0,009	20,17
5	0,1	0,0064	0,0032	0,18	0,005	40,18
Total	0,55		Total	1,00	Total	89,09

$$h_f = 0,000522 \quad \text{m}$$

Segundo Libânio (2008),

$$\frac{H_f}{L_f} = \frac{180 \cdot \mu \cdot V.L \cdot (1-P)^2}{\gamma \cdot P^3 \cdot C_e^2} \sum \frac{X_i}{(D_{eqi})^2}$$

4.1.5 PERDA DE CARGA NO VERTEDOR DE SAÍDA EM CAIXA INDIVIDUAL

ALTURA DA LÂMINA LÍQUIDA (h_f)

$$h_f = 0,02 \quad \text{m}$$

$$hf = \left[\frac{Q}{1,84 \times B} \right]^{2/3}$$

4.1.6) PERDA DE CARGA TOTAL (H_T)

$$H_T = 0,33 \quad \text{m}$$

5) DIMENSIONAMENTO DA PLACA DE ORIFÍCIO

Diâmetro da placa de orifício

$$d = 30 \quad \text{mm}$$

$$d/D = 40 \quad \%$$

Coefficiente de descarga

$$C_d = 0,61$$

Tempo de Mistura

$$t_m = 3 \quad \text{s}$$

Perda de Carga

$$h_p = 0,51 \quad \text{m}$$

Gradiente de velocidade

$$G = 1449 \quad \text{s}^{-1}$$

Ok!

Segundo Viana (2002), o Gradiente deve ser o maior possível economicamente, e nunca inferior a 1000 s^{-1}

	RESULTADOS OBTIDOS POR FÓRMULAS
	DADOS INSERIDOS

FILTRAÇÃO DIRETA ASCENDENTE

1) CÁLCULO DIÂMETRO E ÁREA DO FILTRO

VAZÃO DA ETA (Qf)

$$Q_f = 10 \text{ m}^3/\text{h}$$

TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL (Tas)

$$T_{as} = 180 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$$

ÁREA DO FILTRO (Af)

$$A_f = 1,33 \text{ m}^2$$

DIÂMETRO CÁLCULADO (D) E ADOTADO (Dadot)

$$D = 1,30 \text{ m}$$

$$D_{adot} = 1,50 \text{ m}$$

ÁREA DO FILTRO RECALCULADA (A)

$$A = 1,767 \text{ m}^2$$

TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL CORRIGIDA (Tas corr.)

$$T_{as,corr} = 135,812 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$$

Segundo Di Bernardo (2003)

$$A_f = \frac{Q_f \cdot 24}{T_{as}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot A_f}{\pi}}$$

$$A = \frac{\pi \cdot D_{adot}^2}{4}$$

$$T_{as\ corr} = \frac{Q_f \cdot 24}{A}$$

2) CARACTERÍSTICAS DO MEIO FILTRANTE

AREIA

Espessura da camada (L)	1,6	m	
Tamanho dos grãos	0,59	2,0	mm
Tamanho efetivo - d10	0,84	mm	
Coefficiente de desuniformidade (Cd)	1,68		
Coefficiente de esfericidade (Ce)	0,7		
Massa específica (ρ_s)	2650	Kg/m ³	
Porosidade (P)	0,40	m	

Segundo Di Bernardo (2005), o leito terá essas características ao lado.

CAMADA SUPORTE (PEDREGULHO)

Espessura da camada (L)	0,55	m	
Tamanho dos grãos	3,2	38,0	mm
Coefficiente de esfericidade (Ce)	0,85		
Porosidade (P)	0,45	m	
Massa específica (ρ_s)	2650	Kg/m ³	

Usou-se a camada suporte ao lado, segundo Di Bernardo (2005).

3) SISTEMA DE LAVAGEM

3.1) CÁLCULO DA VELOCIDADE ASCENCIONAL DA ÁGUA

DADOS:

DIÂMETRO EQUIVALENTE

$$D_{eq} = 0,0010863 \text{ m}$$

TEMPERATURA DA ÁGUA

$$T = 30 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

PESO ESPECÍFICO

$$\gamma = 9765 \text{ N/m}^3$$

MASSA ESPECÍFICA

$$\rho_a = 995,7 \text{ Kg/m}^3$$

VISCOSIDADE CINEMÁTICA

$$\nu = 0,0000008 \text{ m}^2/\text{s}$$

VISCOSIDADE ABSOLUTA

$$\mu = 0,000798 \text{ Ns/m}^2$$

ACELERAÇÃO DA GRAVIDADE

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$deqi = \sqrt{dsup \cdot dinf}$$

As equações utilizadas para determinar a velocidade ascencional foram calculadas segundo Libânio (2008).

NÚMERO DE GALILEU

$$Ga = 32525,88$$

$$Ga = \frac{Deq^3 \cdot \rho_a \cdot (\rho_s - \rho_a) \cdot g}{\mu^2}$$

VELOCIDADE MINIMA DE FLUIDIZAÇÃO

$$V_{mf} = 0,01 \text{ m/s}$$

$$V_{mf} = 0,71 \text{ m/min}$$

$$V_{mf} = \left(\frac{\mu}{\rho_a \cdot Deq} \right) \cdot \left[\sqrt{(33,7)^2 + 0,0408 \cdot Ga} - 33,7 \right]$$

$$V_a = 1 \text{ m/min}$$

$$V_a = 0,0167 \text{ m/s}$$

← VELOCIDADE ASCENCIONAL DA ÁGUA

3.2) EXPANSÃO DO MEIO FILTRANTE DURANTE A LAVAGEM

DADOS:

Cálculo de expansão do meio filtrante durante a lavagem segundo o método utilizado por Libânio (2008).

VELOCIDADE INTERTICIAL

$$V_i = 0,0167 \text{ m/s}$$

OBS:..Equações usadas na planilha abaixo.

FÓRMULAS UTILIZADAS NA TABELA ABAIXO

Diâmetro Equivalente (d_{eqi})	$deqi = \sqrt{dsup \cdot dinf}$
Fração em peso de cada subcamada (i) do meio filtrante entre duas peneiras consecutivas	$Xi = \frac{Li}{\sum L}$
Número de Galileu (Ga)	$Ga = \frac{Deq^3 \cdot \gamma \cdot (\rho_s - \rho_a)}{\mu^2}$

ETA 2 - FDA2

Reynolds Modificado (Re_m)	$Re_m = \frac{C_e \cdot d_{eq} \cdot V_l}{6 \cdot v \cdot (1 - Pe)}$
Velocidade mínima de fluidização (V_{mf})	$V_{mf} = \left(\frac{\mu}{\rho_a \cdot Deq} \right) \cdot \left[\sqrt{(33.7)^2 + 0.0408 \cdot Ga} - 33.7 \right]$
Equação modelo *	$A = \frac{Pe^3}{(1 - Pe)^2} \cdot \left(\frac{\gamma \cdot (\rho_g - \rho) \cdot Ce^3 \cdot d_{eq}^3}{216 \cdot \mu^2} \right)$

*O modelo apresentado pela equação abaixo, é válido para $Re_m > 0,2$, para porosidade $< 0,85$ quando $Re_m < 100$ e inferior a $0,90$ quando $Re_m > 100$:

$$\log A = 0,56543 + 1,09348 \log Re_m + 0,17979 (\log Re_m)^2 - 0,00392 (\log Re_m)^4 - 1,5 (\log Ce)^2$$

TABELA 1. Iterações para cálculo de expansão durante a lavagem

Subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)
1	0,17	0,00071	0,00059	0,11	0,0006
2	0,10	0,00084	0,00071	0,06	0,0008
3	0,32	0,00100	0,00084	0,20	0,0009
4	0,28	0,00119	0,00100	0,18	0,0011
5	0,30	0,00141	0,00119	0,19	0,0013
6	0,18	0,00168	0,00141	0,11	0,0015
7	0,25	0,00200	0,00168	0,16	0,0018
Total	1,60		Total	1,00	

Ga	V_{mf} (m/s)	P_{ei}	$x_i/(1-P_{ei})$	Re_m	A	Meta*
6878	0,005	0,62	0,28	4,17	18,9	0,00
11684	0,007	0,58	0,15	4,45	20,5	0,00
19530	0,009	0,54	0,43	4,80	22,7	0,00
32931	0,012	0,50	0,35	5,26	25,7	0,00
55135	0,015	0,46	0,35	5,81	29,3	0,00
92485	0,019	0,42	0,20	6,47	34,0	0,00
156239	0,023	0,39	0,26	7,28	40,1	0,00
Total		2,01				

POROSIDADE DO MEIO FILTRANTE EXPANDIDO

$P_e = 0,50$

EXPANSÃO DO MEIO FILTRANTE

$E = 20,82 \%$

ALTURA DO MEIO FILTRANTE EXPANDIDO

$L_e = 1,93 \text{ m}$

$$P_e = 1 - \frac{1}{\sum \frac{x_i}{(1 - P_{ei})}}$$

$$E(\%) = \frac{P_{fe} - P_{fo}}{1 - P_{fo}} \cdot 100$$

$$L_{fe} = L_{fo} \cdot \frac{(1 - P_o)}{(1 - P_e)}$$

META* : Artificio do programa EXCEL para realizar iterações. Iterações essas necessárias para o cálculo de expansão.

3.3 COLETA DE ÁGUA DE LAVAGEM E FILTRADA

VAZÃO DE LAVAGEM PARA O FILTRO (Q)

$$Q = 0,0295 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 106,03 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q = V_a \cdot A$$

Cálculo da calha de coleta de água de lavagem e filtrada segue segundo Richter (1995).

LARGURA ÚTIL (b)

$$b = 0,30 \text{ m}$$

ALTURA MÁXIMA DA ÁGUA (H)

$$H = 0,18 \text{ m}$$

$$H_{\text{adot}} = 0,30 \text{ m}$$

$$H = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{1,3 \cdot b}\right)^2}$$

3.4) CÁLCULO DA PERDA DE CARGA DURANTE A LAVAGEM

Segundo Viana (2002),

3.4.1) PERDA DE CARGA NO LEITO (AREIA)

$$h_f = 1,59 \text{ m}$$

$$\frac{H}{L} = \frac{(1 - P_0)(\rho_s - \rho_a)}{\rho_a}$$

3.4.2) PERDA DE CARGA NA CAMADA SUPORTE

$$h_f = 0,50 \text{ m}$$

3.4.3) PERDA DE CARGA NO SISTEMA DE DRENAGEM

Número de vigas por filtro N_v	3
Espaçamento entre os orifícios X_o (m)	0,2
Número de orifícios N_o	84
Diâmetro de cada orifício D_o (pol.)	0,75
Diâmetro de cada orifício D_o (m)	0,019
Área de cada orifício A_o (m ²)	3E-04
Vazão em cada orifício Q_o (m ³ /s)	4E-04
Velocidade de passagem pelo orifício V_o	1,2302
Coefficiente de descarga C_d	0,61

Segundo Richter (1995),

$$h_o = \frac{\left(\frac{q_o}{C_d \cdot A}\right)^2}{2 \cdot g}$$

$$h_f = 0,207 \text{ m}$$

3.4.4) PERDA DE CARGA NAS PEÇAS E TUBULAÇÕES

3.4.4.1) Perdas de Carga na Tubulação de Sucção

Dimensionamento das tubulações

Velocidades máximas	Diâmetros	Velocidades	Verificações
$V_{Ia,máx} = 3,60 \text{ m/s}$	$D_{I,a} = 150 \text{ mm}$	$V_{Ia} = 1,67 \text{ m/s}$	Ok!
$V_{Ie,máx} = 1,80 \text{ m/s}$	$D_{I,e} = 150 \text{ mm}$	$V_{Ie} = 1,67 \text{ m/s}$	Ok!

Diâmetro Adot. $d_{\text{adot}} = 0,15 \text{ m}$

Sucção			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Entrada	14,7D	2,205	m
Curva 90°	12,8 D	1,92	m
Tê de passagem direta	21,8D	3,27	m
Válvula waffer	45D	6,75	
Comp. Real	3	3	m
Comp. Total (L_s)		17,15	m

COEFICIENTE DE RUGOSIDADE (ϵ)- MATERIAL PVC

$\epsilon = 0,1 \text{ mm}$

Conhecendo-se a vazão ($Q = 0,0295 \text{ m}^3/\text{s}$), o diâmetro ($D = 0,15 \text{ m}$) e o coeficiente de rugosidade ($\epsilon = 0,1 \text{ mm}$, para pvc), a perda de carga unitária na sucção (J_s) pode ser calculada pela equação a seguir.

$$J_s = \frac{8 \cdot f \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \quad f = \frac{0,25}{\left(\log\left(\frac{\epsilon}{3,7 \cdot d}\right) + \left(\frac{5,74}{Re^{0,9}}\right)\right)^2} \quad Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d \cdot v}$$

$$Re = 310945,27$$

$$f = 0,0085987$$

$$J_s = 0,0081164$$

$$\Delta H_s = 0,13915644$$

Portanto, a perda de carga total na sucção será:

$$\Delta H_s = J_s \cdot L_s$$

3.4.4.2 Perda de Carga na Tubulação de Recalque

Diâmetro Adot. $d_{\text{adot}} = 0,15 \text{ m}$

Recalque							
Acessório	Comp. equivalente (m)			Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Saída	32D	4,8	m	Válvula waffer	45D	6,75	m
curva 90° R/D =1	17,5D	2,625	m				
Tê passagem direta	21,8D	3,27	m				
Comp. Real	3	3	m	Comp. Total (L_r)		20,445	m

Usando as mesmas equações da sucção, podemos calcular a perda de carga no recalque.

$$Re = 310945,27$$

$$f = 0,0085987$$

$$J_r = 0,0081164$$

$$\Delta H_r = 0,1659407$$

3.4.5) CÁLCULO DA ALTURA MANOMÉTRICA (H_m)

ALTURA GEOMÉTRICA

$H_g = 3,45 \text{ m}$

SOMATÓRIO DAS PERDAS DE CARGA

$$\sum \Delta H = 2,61 \text{ m}$$

ALTURA MANOMÉTRICA

$$H_m = 6,06 \text{ m}$$

$$H_m = H_g + \sum \Delta H$$

3.5) BOMBA PARA LAVAGEM DO FILTRO

Para a seleção da bomba de lavagem do filtro, são indicados os parâmetros vazão (Q) e altura manométrica (H_m).

4) SISTEMA DE FILTRAÇÃO**4.1) PERDA DE CARGA DURANTE A FILTRAÇÃO****4.1.1) DETERMINAÇÃO DO DIÂMETRO DAS TUBULAÇÕES****4.1.1.2) Perdas de Carga na Tubulação de Sucção**

Velocidades máximas	Diâmetros	Velocidades	Verificações
$V_{fa,máx} = 0,60 \text{ m/s}$	$D_{f,a} = 100 \text{ mm}$	$V_{fa} = 0,35 \text{ m/s}$	Ok!
$V_{fe,máx} = 1,25 \text{ m/s}$	$D_{f,e} = 75 \text{ mm}$	$V_{fe} = 0,63 \text{ m/s}$	Ok!

Diâmetro Adot. $d_{adot} = 0,1 \text{ m}$ (sucção)

Sucção			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Entrada de canalização	14,7D	1,47	m
Válvula waffer	45D	4,5	m
2xTê de passagem direta	2x21,8D	4,36	m
Comp. Real	1,3	1,3	m
Comp. Total (L_s)		11,63	m

Conhecendo-se a vazão (Q = 0,00278 m³/s), o diâmetro (D = 0,1 m) e o coeficiente de rugosidade (ε = 0,1 mm, para pvc), a perda de carga unitária na sucção (J_s) pode ser calculada pela equação a seguir.

$$J_s = \frac{8 \cdot f \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5}$$

$$Re = 43989,758$$

$$f = 0,0080644$$

$$J_s = 0,0005142$$

$$\Delta H_s = 0,0059799$$

$$f = \frac{0,25}{\left(\log \left(\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot d} \right) + \left(\frac{5,74}{Re^{0,9}} \right) \right)^2}$$

$$Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d \cdot v}$$

Portanto, a perda de carga total na sucção será:

$$\Delta H_s = J_s \cdot L_s$$

Diâmetro Adot. $d_{adot} = 0,075 \text{ m}$ (recalque)

Recalque			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Saída	32D	2,4	m
Válvula waffer	45D	3,375	m

ETA 2 - FDA2

Tê passagem direta	21,8D	1,635	m
Comp. Real	0,75	0,75	m
Comp. Total (L_s)		8,16	m

Usando as mesmas equações da sucção, podemos calcular a perda de carga no recalque.

$$R_e = 58653,01$$

$$f = 0,007714$$

$$J_r = 0,0020726$$

$$\Delta H_r = 0,0169125$$

4.1.2) PERDA DE CARGA NO SISTEMA DE DRENAGEM

Segundo Richter (1995),

Número de vigas por filtro N _v	3
Espaçamento entre os orifícios X _o (m)	0,2
Número de orifícios N _o	84
Diâmetro de cada orifício D _o (pol.)	0,75
Diâmetro de cada orifício D _o (m)	0,019
Área de cada orifício A _o (m ²)	3E-04
Vazão em cada orifício Q _o (m ³ /s)	3E-05
Velocidade de passagem pelo orifício V _o	0,116
Coeficiente de descarga C _d	0,61

$$h_o = \frac{\left(\frac{q_o}{C_d \cdot A} \right)^2}{2 \cdot g}$$

$$h_f = 0,002 \text{ m}$$

4.1.3) PERDA DE CARGA NO LEITO (AREIA)

CÁLCULO VELOCIDADE DE FILTRAÇÃO

$$V_f = 0,0015719 \text{ m/s}$$

$$V_f = \frac{Qf}{Af}$$

Subcamada	L (m)	d _{sup} (m)	d _{inf} (m)	x _i	d _{eqi} (m)	x _i /d _{eqi}
1	0,73900	0,00119	0,00100	0,46	0,0011	424,20
2	0,39000	0,00141	0,00119	0,24	0,0013	188,53
3	0,31200	0,00168	0,00141	0,20	0,0015	126,94
4	0,07800	0,00200	0,00168	0,05	0,0018	26,65
5	0,07800	0,00240	0,00200	0,05	0,0022	22,29
Total	1,60		Total	1,00	Total	788,60

$$h_f = 0,264 \text{ m}$$

Segundo Libânio (2008),

$$\frac{H_f}{L_f} = \frac{180 \cdot \mu \cdot V \cdot L \cdot (1-P)^2}{\gamma \cdot P^3 \cdot C_e^2} \sum \frac{X_i}{(D_{eqi})^2}$$

4.1.4) PERDA DE CARGA NA CAMADA SUPORTE

Subcamada	L (m)	d _{sup} (m)	d _{inf} (m)	x _i	d _{eqi} (m)	x _i /d _{eqi}
1	0,15	0,0381	0,0254	0,27	0,031	8,77
2	0,1	0,0254	0,0190	0,18	0,022	8,28
3	0,1	0,0190	0,0127	0,18	0,016	11,70
4	0,1	0,0127	0,0064	0,18	0,009	20,17
5	0,1	0,0064	0,0032	0,18	0,005	40,18
Total	0,55		Total	1,00	Total	89,09

$$h_f = 0,000464 \quad \text{m}$$

Segundo Libânio (2008),

$$\frac{H_f}{L_f} = \frac{180 \cdot \mu \cdot V.L \cdot (1-P)^2}{\gamma \cdot P^3 \cdot C_e^2} \sum \frac{X_i}{(D_{eqi})^2}$$

4.1.5 PERDA DE CARGA NO VERTEDOR DE SAÍDA EM CAIXA INDIVIDUAL

ALTURA DA LÂMINA LÍQUIDA (h_f)

$$h_f = 0,03 \quad \text{m}$$

$$hf = \left[\frac{Q}{1,84 \times B} \right]^{2/3}$$

4.1.6) PERDA DE CARGA TOTAL (H_T)

$$H_T = 0,32 \quad \text{m}$$

5) DIMENSIONAMENTO DA PLACA DE ORIFÍCIO

Diâmetro da placa de orifício

$$d = 50 \quad \text{mm}$$

$$d/D = 50 \quad \%$$

Coefficiente de descarga

$$C_d = 0,61$$

Tempo de Mistura

$$t_m = 3 \quad \text{s}$$

Perda de Carga

$$h_p = 0,26 \quad \text{m}$$

Gradiente de velocidade

$$G = 1024 \quad \text{s}^{-1}$$

Ok!

Segundo Viana (2002), o Gradiente deve ser o maior possível economicamente, e nunca inferior a 1000 s^{-1}

	RESULTADOS OBTIDOS POR FÓRMULAS
	DADOS INSERIDOS

FILTRAÇÃO DIRETA ASCENDENTE

1) CÁLCULO DIÂMETRO E ÁREA DO FILTRO

VAZÃO DA ETA (Qf)

$$Q_f = 15 \text{ m}^3/\text{h}$$

TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL (Tas)

$$T_{as} = 180 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$$

ÁREA DO FILTRO (Af)

$$A_f = 2,00 \text{ m}^2$$

DIÂMETRO CÁLCULADO (D) E ADOTADO (Dadot)

$$D = 1,60 \text{ m}$$

$$D_{adot} = 2,00 \text{ m}$$

ÁREA DO FILTRO RECALCULADA (A)

$$A = 3,142 \text{ m}^2$$

TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL CORRIGIDA (Tas corr.)

$$T_{as,corr} = 114,592 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$$

Segundo Di Bernardo (2003)

$$A_f = \frac{Q_f \cdot 24}{T_{as}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot A_f}{\pi}}$$

$$A = \frac{\pi \cdot D_{adot}^2}{4}$$

$$T_{as\ corr} = \frac{Q_f \cdot 24}{A}$$

2) CARACTERÍSTICAS DO MEIO FILTRANTE

AREIA

Espessura da camada (L)	1,6	m	
Tamanho dos grãos	0,59	2,0	mm
Tamanho efetivo - d10	0,84	mm	
Coefficiente de desuniformidade (Cd)	1,68		
Coefficiente de esfericidade (Ce)	0,7		
Massa específica (ρ_s)	2650	Kg/m ³	
Porosidade (P)	0,40	m	

Segundo Di Bernardo (2005), o leito terá essas características ao lado.

CAMADA SUPORTE (PEDREGULHO)

Espessura da camada (L)	0,55	m	
Tamanho dos grãos	3,2	38,0	mm
Coefficiente de esfericidade (Ce)	0,85		
Porosidade (P)	0,45	m	
Massa específica (ρ_s)	2650	Kg/m ³	

Usou-se a camada suporte ao lado, segundo Di Bernardo (2005).

3) SISTEMA DE LAVAGEM

3.1) CÁLCULO DA VELOCIDADE ASCENCIONAL DA ÁGUA

DADOS:

DIÂMETRO EQUIVALENTE

$$D_{eq} = 0,0010863 \text{ m}$$

TEMPERATURA DA ÁGUA

$$T = 30 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

PESO ESPECÍFICO

$$\gamma = 9765 \text{ N/m}^3$$

MASSA ESPECÍFICA

$$\rho_a = 995,7 \text{ Kg/m}^3$$

VISCOSIDADE CINEMÁTICA

$$\nu = 0,0000008 \text{ m}^2/\text{s}$$

VISCOSIDADE ABSOLUTA

$$\mu = 0,000798 \text{ Ns/m}^2$$

ACELERAÇÃO DA GRAVIDADE

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$deqi = \sqrt{dsup \cdot dinf}$$

As equações utilizadas para determinar a velocidade ascencional foram calculadas segundo Libânio (2008).

NÚMERO DE GALILEU

$$Ga = 32525,88$$

$$Ga = \frac{Deq^3 \cdot \rho_a \cdot (\rho_s - \rho_a) \cdot g}{\mu^2}$$

VELOCIDADE MINIMA DE FLUIDIZAÇÃO

$$V_{mf} = 0,01 \text{ m/s}$$

$$V_{mf} = 0,71 \text{ m/min}$$

$$V_{mf} = \left(\frac{\mu}{\rho_a \cdot Deq} \right) \cdot \left[\sqrt{(33,7)^2 + 0,0408 \cdot Ga} - 33,7 \right]$$

$$V_a = 1 \text{ m/min}$$

$$V_a = 0,0167 \text{ m/s}$$

← VELOCIDADE ASCENCIONAL DA ÁGUA

3.2) EXPANSÃO DO MEIO FILTRANTE DURANTE A LAVAGEM

DADOS:

Cálculo de expansão do meio filtrante durante a lavagem segundo o método utilizado por Libânio (2008).

VELOCIDADE INTERTICIAL

$$V_i = 0,0167 \text{ m/s}$$

OBS:..Equações usadas na planilha abaixo.

FÓRMULAS UTILIZADAS NA TABELA ABAIXO

Diâmetro Equivalente (d_{eqi})	$deqi = \sqrt{dsup \cdot dinf}$
Fração em peso de cada subcamada (i) do meio filtrante entre duas peneiras consecutivas	$Xi = \frac{Li}{\sum L}$
Número de Galileu (Ga)	$Ga = \frac{Deq^3 \cdot \gamma \cdot (\rho_s - \rho_a)}{\mu^2}$

ETA 3 - FDA3

Reynolds Modificado (Re_m)	$Re_m = \frac{C_e \cdot d_{eq} \cdot V_l}{6 \cdot v \cdot (1 - Pe)}$
Velocidade mínima de fluidização (V_{mf})	$V_{mf} = \left(\frac{\mu}{\rho_a \cdot Deq} \right) \cdot \left[\sqrt{(33.7)^2 + 0.0408 \cdot Ga} - 33.7 \right]$
Equação modelo *	$A = \frac{Pe^3}{(1 - Pe)^2} \cdot \left(\frac{\gamma \cdot (\rho_g - \rho) \cdot Ce^3 \cdot d_{eq}^3}{216 \cdot \mu^2} \right)$

*O modelo apresentado pela equação abaixo, é válido para $Re_m > 0,2$, para porosidade $< 0,85$ quando $Re_m < 100$ e inferior a $0,90$ quando $Re_m > 100$:

$$\log A = 0,56543 + 1,09348 \log Re_m + 0,17979 (\log Re_m)^2 - 0,00392 (\log Re_m)^4 - 1,5 (\log Ce)^2$$

TABELA 1. Iterações para cálculo de expansão durante a lavagem

Subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)
1	0,17	0,00071	0,00059	0,11	0,0006
2	0,10	0,00084	0,00071	0,06	0,0008
3	0,32	0,00100	0,00084	0,20	0,0009
4	0,28	0,00119	0,00100	0,18	0,0011
5	0,30	0,00141	0,00119	0,19	0,0013
6	0,18	0,00168	0,00141	0,11	0,0015
7	0,25	0,00200	0,00168	0,16	0,0018
Total	1,60		Total	1,00	

Ga	V_{mf} (m/s)	P_{ei}	$x_i/(1-P_{ei})$	Re_m	A	Meta*
6878	0,005	0,62	0,28	4,17	18,9	0,00
11684	0,007	0,58	0,15	4,45	20,5	0,00
19530	0,009	0,54	0,43	4,80	22,7	0,00
32931	0,012	0,50	0,35	5,26	25,7	0,00
55135	0,015	0,46	0,35	5,81	29,3	0,00
92485	0,019	0,42	0,20	6,47	34,0	0,00
156239	0,023	0,39	0,26	7,28	40,1	0,00
Total		2,01				

POROSIDADE DO MEIO FILTRANTE EXPANDIDO

$P_e = 0,50$

EXPANSÃO DO MEIO FILTRANTE

$E = 20,82 \%$

ALTURA DO MEIO FILTRANTE EXPANDIDO

$L_e = 1,93 \text{ m}$

$$P_e = 1 - \frac{1}{\sum \frac{x_i}{(1 - P_{ei})}}$$

$$E(\%) = \frac{P_{fe} - P_{fo}}{1 - P_{fo}} \cdot 100$$

$$L_{fe} = L_{fo} \cdot \frac{(1 - P_o)}{(1 - P_e)}$$

META* : Artificio do programa EXCEL para realizar iterações. Iterações essas necessárias para o cálculo de expansão.

3.3 COLETA DE ÁGUA DE LAVAGEM E FILTRADA

VAZÃO DE LAVAGEM PARA O FILTRO (Q)

$$Q = 0,0524 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 188,50 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q = V_a \cdot A$$

Cálculo da calha de coleta de água de lavagem e filtrada segue segundo Richter (1995).

LARGURA ÚTIL (b)

$$b = 0,30 \text{ m}$$

ALTURA MÁXIMA DA ÁGUA (H)

$$H = 0,26 \text{ m}$$

$$H_{\text{adot}} = 0,30 \text{ m}$$

$$H = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{1,3 \cdot b}\right)^2}$$

3.4) CÁLCULO DA PERDA DE CARGA DURANTE A LAVAGEM

Segundo Viana (2002),

3.4.1) PERDA DE CARGA NO LEITO (AREIA)

$$h_f = 1,59 \text{ m}$$

$$\frac{H}{L} = \frac{(1 - P_0)(\rho_s - \rho_a)}{\rho_a}$$

3.4.2) PERDA DE CARGA NA CAMADA SUPORTE

$$h_f = 0,50 \text{ m}$$

3.4.3) PERDA DE CARGA NO SISTEMA DE DRENAGEM

Número de vigas por filtro N_v	4
Espaçamento entre os orifícios X_o (m)	0,2
Número de orifícios N_o	153
Diâmetro de cada orifício D_o (pol.)	0,75
Diâmetro de cada orifício D_o (m)	0,019
Área de cada orifício A_o (m ²)	3E-04
Vazão em cada orifício Q_o (m ³ /s)	3E-04
Velocidade de passagem pelo orifício V_o	1,2007
Coefficiente de descarga C_d	0,61

Segundo Richter (1995),

$$h_o = \frac{\left(\frac{q_o}{C_d \cdot A}\right)^2}{2 \cdot g}$$

$$h_f = 0,197 \text{ m}$$

3.4.4) PERDA DE CARGA NAS PEÇAS E TUBULAÇÕES

3.4.4.1) Perdas de Carga na Tubulação de Sucção

Dimensionamento das tubulações

Velocidades máximas	Diâmetros	Velocidades	Verificações
$V_{Ia,máx} = 3,60 \text{ m/s}$	$D_{I,a} = 150 \text{ mm}$	$V_{Ia} = 2,96 \text{ m/s}$	Ok!
$V_{Ie,máx} = 1,80 \text{ m/s}$	$D_{I,e} = 200 \text{ mm}$	$V_{Ie} = 1,67 \text{ m/s}$	Ok!

Diâmetro Adot. $d_{\text{adot}} = 0,15 \text{ m}$

Sucção			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Entrada	14,7D	2,205	m
Curva 90°	12,8 D	1,92	m
Tê de passagem direta	21,8D	3,27	m
Válvula waffer	45D	6,75	
Comp. Real	3	3	m
Comp. Total (L_s)		17,15	m

COEFICIENTE DE RUGOSIDADE (ϵ)- MATERIAL PVC

$\epsilon = 0,1 \text{ mm}$

Conhecendo-se a vazão ($Q = 0,0524 \text{ m}^3/\text{s}$), o diâmetro ($D = 0,15 \text{ m}$) e o coeficiente de rugosidade ($\epsilon = 0,1 \text{ mm}$, para pvc), a perda de carga unitária na sucção (J_s) pode ser calculada pela equação a seguir.

$$J_s = \frac{8 \cdot f \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \quad f = \frac{0,25}{\left(\log\left(\frac{\epsilon}{3,7 \cdot d}\right) + \left(\frac{5,74}{Re^{0,9}}\right)\right)^2} \quad Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d \cdot v}$$

$$Re = 552791,6$$

$$f = 0,0085986$$

$$J_s = 0,0256517$$

$$\Delta H_s = 0,43979877$$

Portanto, a perda de carga total na sucção será:

$$\Delta H_s = J_s \cdot L_s$$

3.4.4.2 Perda de Carga na Tubulação de Recalque

Diâmetro Adot. $d_{\text{adot}} = 0,2 \text{ m}$

Recalque							
Acessório	Comp. equivalente (m)			Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Saída	32D	6,4	m	Válvula waffer	45D	9	m
curva 90° R/D =1	17,5D	3,5	m				
Tê passagem direta	21,8D	4,36	m				
Comp. Real	3	3	m	Comp. Total (L_s)		26,26	m

Usando as mesmas equações da sucção, podemos calcular a perda de carga no recalque.

$$Re = 414593,7$$

$$f = 0,0090114$$

$$J_r = 0,0063795$$

$$\Delta H_r = 0,167526$$

3.4.5) CÁLCULO DA ALTURA MANOMÉTRICA (H_m)

ALTURA GEOMÉTRICA

$H_g = 3,45 \text{ m}$

SOMATÓRIO DAS PERDAS DE CARGA

$$\sum \Delta H = 2,90 \text{ m}$$

ALTURA MANOMÉTRICA

$$H_m = 6,35 \text{ m}$$

$$H_m = H_g + \sum \Delta H$$

3.5) BOMBA PARA LAVAGEM DO FILTRO

Para a seleção da bomba de lavagem do filtro, são indicados os parâmetros vazão (Q) e altura manométrica (H_m).

4) SISTEMA DE FILTRAÇÃO**4.1) PERDA DE CARGA DURANTE A FILTRAÇÃO****4.1.1) DETERMINAÇÃO DO DIÂMETRO DAS TUBULAÇÕES****4.1.1.2) Perdas de Carga na Tubulação de Sucção**

Velocidades máximas	Diâmetros	Velocidades	Verificações
$V_{fa,máx} = 0,60 \text{ m/s}$	$D_{f,a} = 100 \text{ mm}$	$V_{fa} = 0,53 \text{ m/s}$	Ok!
$V_{fe,máx} = 1,25 \text{ m/s}$	$D_{f,e} = 75 \text{ mm}$	$V_{fe} = 0,94 \text{ m/s}$	Ok!

Diâmetro Adot. $d_{adot} = 0,1 \text{ m}$ (sucção)

Sucção			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Entrada de canalização	14,7D	1,47	m
Válvula waffer	45D	4,5	m
2xTê de passagem direta	2x21,8D	4,36	m
Comp. Real	1,3	1,3	m
Comp. Total (L_s)		11,63	m

Conhecendo-se a vazão (Q = 0,00416 m³/s), o diâmetro (D = 0,1 m) e o coeficiente de rugosidade (ε = 0,1 mm, para pvc), a perda de carga unitária na sucção (J_s) pode ser calculada pela equação a seguir.

$$J_s = \frac{8 \cdot f \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5}$$

$$Re = 65984,636$$

$$f = 0,008064$$

$$J_s = 0,0011568$$

$$\Delta H_s = 0,0134541$$

$$f = \frac{0,25}{\left(\log \left(\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot d} \right) + \left(\frac{5,74}{Re^{0,9}} \right) \right)^2}$$

$$Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d \cdot v}$$

Portanto, a perda de carga total na sucção será:

$$\Delta H_s = J_s \cdot L_s$$

Diâmetro Adot. $d_{adot} = 0,075 \text{ m}$ (recalque)

Recalque			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Saída	32D	2,4	m
Válvula waffer	45D	3,375	m

ETA 3 - FDA3

Tê passagem direta	21,8D	1,635	m
Comp. Real	0,75	0,75	m
Comp. Total (L_s)		8,16	m

Usando as mesmas equações da sucção, podemos calcular a perda de carga no recalque.

$$R_e = 87979,515$$

$$f = 0,0077138$$

$$J_r = 0,0046632$$

$$\Delta H_r = 0,0380518$$

4.1.2) PERDA DE CARGA NO SISTEMA DE DRENAGEM

Segundo Richter (1995),

Número de vigas por filtro N _v	4
Espaçamento entre os orifícios X _o (m)	0,2
Número de orifícios N _o	153
Diâmetro de cada orifício D _o (pol.)	0,75
Diâmetro de cada orifício D _o (m)	0,019
Área de cada orifício A _o (m ²)	3E-04
Vazão em cada orifício Q _o (m ³ /s)	3E-05
Velocidade de passagem pelo orifício V _o	0,096
Coeficiente de descarga C _d	0,61

$$h_o = \frac{\left(\frac{q_o}{C_d \cdot A} \right)^2}{2 \cdot g}$$

$$h_f = 0,001 \text{ m}$$

4.1.3) PERDA DE CARGA NO LEITO (AREIA)

CÁLCULO VELOCIDADE DE FILTRAÇÃO

$$V_f = 0,0013263 \text{ m/s}$$

$$V_f = \frac{Qf}{Af}$$

Subcamada	L (m)	d _{sup} (m)	d _{inf} (m)	x _i	d _{eqi} (m)	x _i /d _{eqi}
1	0,73900	0,00119	0,00100	0,46	0,0011	424,20
2	0,39000	0,00141	0,00119	0,24	0,0013	188,53
3	0,31200	0,00168	0,00141	0,20	0,0015	126,94
4	0,07800	0,00200	0,00168	0,05	0,0018	26,65
5	0,07800	0,00240	0,00200	0,05	0,0022	22,29
Total	1,60		Total	1,00	Total	788,60

$$h_f = 0,222 \text{ m}$$

Segundo Libânio (2008),

$$\frac{H_f}{L_f} = \frac{180 \cdot \mu \cdot V \cdot L \cdot (1-P)^2}{\gamma \cdot P^3 \cdot C_e^2} \sum \frac{X_i}{(D_{eqi})^2}$$

4.1.4) PERDA DE CARGA NA CAMADA SUPORTE

Subcamada	L (m)	d _{sup} (m)	d _{inf} (m)	x _i	d _{eqi} (m)	x _i /d _{eqi}
1	0,15	0,0381	0,0254	0,27	0,031	8,77
2	0,1	0,0254	0,0190	0,18	0,022	8,28
3	0,1	0,0190	0,0127	0,18	0,016	11,70
4	0,1	0,0127	0,0064	0,18	0,009	20,17
5	0,1	0,0064	0,0032	0,18	0,005	40,18
Total	0,55		Total	1,00	Total	89,09

$$h_f = 0,000391 \quad \text{m}$$

Segundo Libânio (2008),

$$\frac{H_f}{L_f} = \frac{180 \cdot \mu \cdot V.L \cdot (1-P)^2}{\gamma \cdot P^3 \cdot C_e^2} \sum \frac{X_i}{(D_{eqi})^2}$$

4.1.5 PERDA DE CARGA NO VERTEDOR DE SAÍDA EM CAIXA INDIVIDUAL

ALTURA DA LÂMINA LÍQUIDA (h_f)

$$h_f = 0,04 \quad \text{m}$$

$$hf = \left[\frac{Q}{1,84 \times B} \right]^{2/3}$$

4.1.6) PERDA DE CARGA TOTAL (H_T)

$$H_T = 0,314 \quad \text{m}$$

5) DIMENSIONAMENTO DA PLACA DE ORIFÍCIO

Diâmetro da placa de orifício

$$d = 60 \quad \text{mm}$$

$$d/D = 60 \quad \%$$

Coefficiente de descarga

$$C_d = 0,61$$

Tempo de Mistura

$$t_m = 3 \quad \text{s}$$

Perda de Carga

$$h_p = 0,26 \quad \text{m}$$

Gradiente de velocidade

$$G = 1027 \quad \text{s}^{-1}$$

Ok!

Segundo Viana (2002), o Gradiente deve ser o maior possível economicamente, e nunca inferior a 1000 s^{-1}

RESULTADOS OBTIDOS POR FÓRMULAS

DADOS INSERIDOS

FILTRO ASCENDENTE

1) CÁLCULO DIÂMETRO E ÁREA DO FILTRO

VAZÃO DA ETA (Qf)

$$Q_f = 5 \text{ m}^3/\text{h}$$

TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL (Tas)

$$T_{as} = 150 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$$

ÁREA DO FILTRO (Af)

$$A_f = 0,800 \text{ m}^2$$

DIÂMETRO CÁLCULADO (D) E ADOTADO (Dadot)

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

$$D_{adot} = 1,0 \text{ m}$$

ÁREA DO FILTRO RECALCULADA (A)

$$A = 0,785 \text{ m}^2$$

TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL CORRIGIDA (Tas corr.)

$$T_{as,corr} = 152,789 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$$

Segundo Di Bernardo (2003)

$$A_f = \frac{Q_f \cdot 24}{T_{as}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot A_f}{\pi}}$$

$$A = \frac{\pi \cdot D_{adot}^2}{4}$$

$$T_{as\ corr} = \frac{Q_f \cdot 24}{A}$$

2) CARACTERÍSTICAS DO MEIO FILTRANTE

AREIA

Espessura da camada (L)	1,6	m	
Tamanho dos grãos	1,0	2,4	mm
Tamanho efetivo - d10	1,4	mm	
Coefficiente de desuniformidade (Cd)	1,7		
Coefficiente de esfericidade (Ce)	0,7		
Massa específica (ρ_s)	2650	Kg/m ³	
Porosidade (P)	0,40	m	

Segundo Di Bernardo (2003), o leito terá essas características ao lado.

CAMADA SUPORTE (PEDREGULHO)

Espessura da camada (L)	0,55	m	
Tamanho dos grãos	3,2	38,0	mm
Coefficiente de esfericidade (Ce)	0,85		
Porosidade (P)	0,45	m	
Massa específica (ρ_s)	2650	Kg/m ³	

Usou-se a camada suporte ao lado, segundo Di Bernardo (2005).

3) SISTEMA DE LAVAGEM

3.1) CÁLCULO DA VELOCIDADE ASCENCIONAL DA ÁGUA

DADOS:

DIÂMETRO EQUIVALENTE

$$D_{eq} = 0,001549 \text{ m}$$

TEMPERATURA DA ÁGUA

$$T = 30 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

PESO ESPECÍFICO

$$\gamma = 9765 \text{ N/m}^3$$

MASSA ESPECÍFICA

$$\rho_a = 995,7 \text{ Kg/m}^3$$

VISCOSIDADE CINEMÁTICA

$$\nu = 0,000001 \text{ m}^2/\text{s}$$

VISCOSIDADE ABSOLUTA

$$\mu = 0,000798 \text{ Ns/m}^2$$

ACELERAÇÃO DA GRAVIDADE

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$d_{eq} = \sqrt{d_{sup} \cdot d_{inf}}$$

As equações utilizadas para determinar a velocidade ascencional foram calculadas segundo Libânio (2008).

NÚMERO DE GALILEU

$$Ga = 94345,86$$

$$Ga = \frac{D_{eq}^3 \cdot \rho_a \cdot (\rho_s - \rho_a) \cdot g}{\mu^2}$$

VELOCIDADE MINIMA DE FLUIDIZAÇÃO

$$V_{mf} = 0,019092 \text{ m/s}$$

$$V_{mf} = 1,145512 \text{ m/min}$$

$$V_{mf} = \left(\frac{\mu}{\rho_a \cdot D_{eq}} \right) \cdot \left[\sqrt{(33,7)^2 + 0,0408 \cdot Ga} - 33,7 \right]$$

$$V_a = 1,2 \text{ m/min}$$

$$V_a = 0,02 \text{ m/s}$$

← VELOCIDADE ASCENCIONAL DA ÁGUA

3.2) EXPANSÃO DO MEIO FILTRANTE DURANTE A LAVAGEM

DADOS:

VELOCIDADE INTERTICIAL

$$V_i = 0,020 \text{ m/s}$$

Cálculo de expansão do meio filtrante durante a lavagem segundo o método utilizado por Libânio (2008).
OBS: Equações usadas na planilha abaixo.

FÓRMULAS UTILIZADAS NA TABELA ABAIXO

Diâmetro Equivalente (d_{eqi})	$d_{eqi} = \sqrt{d_{sup} \cdot d_{inf}}$
Fração em peso de cada subcamada (i) do meio filtrante entre duas peneiras consecutivas	$X_i = \frac{L_i}{\sum L}$
Número de Galileu (Ga)	$Ga = \frac{D_{eq}^3 \cdot \gamma \cdot (\rho_s - \rho_a)}{\mu^2}$

ETA 4 - DF1

Reynolds Modificado (Re_m)	$Re_m = \frac{C_e \cdot d_{eq} \cdot V_l}{6 \cdot v \cdot (1 - Pe)}$
Velocidade mínima de fluidização (V_{mf})	$V_{mf} = \left(\frac{\mu}{\rho_a \cdot Deq} \right) \cdot \left[\sqrt{(33,7)^2 + 0,0408 \cdot Ga} - 33,7 \right]$
Equação modelo *	$A = \frac{Pe^3}{(1 - Pe)^2} \cdot \left(\frac{\gamma \cdot (\rho_g - \rho) \cdot Ce^3 \cdot d_{eq}^3}{216 \cdot \mu^2} \right)$

*O modelo apresentado pela equação abaixo, é válido para $Re_m > 0,2$, para porosidade $< 0,85$ quando $Re_m < 100$ e inferior a 0,90 quando $Re_m > 100$:

$$\log A = 0,56543 + 1,09348 \log Re_m + 0,17979 (\log Re_m)^2 - 0,00392 (\log Re_m)^4 - 1,5 (\log Ce)^2$$

TABELA 1. Iterações para cálculo de expansão durante a lavagem

subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)
1	0,74	0,00119	0,00100	0,46	0,0011
2	0,39	0,00141	0,00119	0,24	0,0013
3	0,31	0,00168	0,00141	0,20	0,0015
4	0,08	0,00200	0,00168	0,05	0,0018
5	0,08	0,00240	0,00200	0,05	0,0022
Total	1,60		Total	1,00	

Ga	V_{mf} (m/s)	Pe_i	$x_i/(1 - Pe_i)$	Re_m	A	Meta*
32931	0,012	0,53	0,99	6,78	36,4	0,00
55135	0,015	0,49	0,48	7,43	41,3	0,00
92485	0,019	0,46	0,36	8,23	47,7	0,00
156239	0,023	0,42	0,08	9,21	55,9	0,00
266773	0,028	0,39	0,08	10,40	66,6	0,00
	Total		2,00			

POROSIDADE DO MEIO FILTRANTE EXPANDIDO

$$P_e = 0,50$$

EXPANSÃO DO MEIO FILTRANTE

$$E = 19,92 \%$$

ALTURA DO MEIO FILTRANTE EXPANDIDO

$$L_e = 1,92 \text{ m}$$

$$P_e = 1 - \frac{1}{\sum \frac{x_i}{(1 - P_{ei})}}$$

$$E(\%) = \frac{P_{fe} - P_{fo}}{1 - P_{fo}} \cdot 100$$

$$L_{fe} = L_{fo} \cdot \frac{(1 - P_o)}{(1 - P_e)}$$

META* : Artificio do programa EXCEL para realizar iterações. Iterações essas necessárias para o cálculo de expansão.

3.3 COLETA DE ÁGUA DE LAVAGEM E FILTRADA

VAZÃO DE LAVAGEM PARA O FILTRO (Q)

$$Q = 0,0157 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 56,55 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q = V_a \cdot A$$

Cálculo da calha de coleta de água de lavagem e filtrada segue segundo Richter (1995).

LARGURA ÚTIL (b)

$$b = 0,30 \text{ m}$$

ALTURA MÁXIMA DA ÁGUA (H)

$$H = 0,11 \text{ m}$$

$$H_{\text{adot}} = 0,30 \text{ m}$$

$$H = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{1,3 \cdot b}\right)^2}$$

3.4) CÁLCULO DA PERDA DE CARGA DURANTE A LAVAGEM

3.4.1) PERDA DE CARGA NO LEITO (AREIA)

$$h_f = 1,59 \text{ m}$$

Segundo Viana (2002),

$$\frac{H}{L} = \frac{(1 - P_0)(\rho_s - \rho_a)}{\rho_a}$$

3.4.2) PERDA DE CARGA NA CAMADA SUPORTE

$$h_f = 0,50 \text{ m}$$

3.4.3) PERDA DE CARGA NO SISTEMA DE DRENAGEM

Número de vigas por filtro N_v	2,00
Espaçamento entre os orifícios X_o (m)	0,20
Número de orifícios N_o	42
Diâmetro de cada orifício D_o (pol.)	0,75
Diâmetro de cada orifício D_o (m)	0,019
Área de cada orifício A_o (m ²)	0,0003
Vazão em cada orifício Q_o (m ³ /s)	0,0004
Velocidade de passagem pelo orifício V_o	1,31
Coefficiente de descarga C_d	0,61

Segundo Richter (1995),

$$h_o = \frac{\left(\frac{q_o}{C_d \cdot A}\right)^2}{2 \cdot g}$$

$$h_f = 0,236 \text{ m}$$

3.4.4) PERDA DE CARGA NAS PEÇAS E TUBULAÇÕES

3.4.4.1) Perdas de Carga na Tubulação de Sucção

Dimensionamento das tubulações

Velocidades máximas	Diâmetros	Velocidades	Verificações
$V_{la,m\acute{a}x} = 3,60 \text{ m/s}$	$D_{l,a} = 75 \text{ mm}$	$V_{la} = 3,56 \text{ m/s}$	OK!
$V_{le,m\acute{a}x} = 1,80 \text{ m/s}$	$D_{l,e} = 150 \text{ mm}$	$V_{le} = 0,89 \text{ m/s}$	OK!

$$\text{Diâmetro Adot. } d_{\text{adot}} = 0,075 \text{ m}$$

Sucção			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Entrada	14,7D	1,1025	m
Curva 90°	12,8 D	0,96	m
Tê de passagem direta	2x21,8D	3,27	m
Válvula waffer	45D	3,375	m

ETA 4 - DF1

Comp. Real	4	4	m
Comp. Total (L_s)		12,708	m

Conhecendo-se a vazão (Q = 0,0157 m³/s), o diâmetro (D = 0,075 m) e o coeficiente de rugosidade (ε = 0,1 mm, para pvc), a perda de carga unitária na sucção (J_s) pode ser calculada pela equação a seguir:

$$J_s = \frac{8 \cdot f \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5}$$

$$f = \frac{0,25}{\left(\log\left(\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot d}\right) + \left(\frac{5,74}{Re^{0,9}}\right)\right)^2}$$

$$Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d \cdot v}$$

Portanto, a perda de carga total na sucção será:

$R_e = 331675$
 $f = 0,001203$
 $J_s = 0,010338$
 $\Delta H_s = 0,131368$

$$\Delta H_s = J_s \cdot L_s$$

3.4.4.2 Perda de Carga na Tubulação de Recalque

Diâmetro Adot. d_{adot} = 0,15 m

Recalque							
Acessório	Comp. equivalente (m)			Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Saída	32D	4,8	m	Válvula waffer	45D	6,75	m
curva 90° R/D =1	17,5D	2,625	m				
Tê passagem direta	21,8D	3,27	m				
Comp. Real	2,8	2,8	m	Comp. Total (L_s)		20,245	m

Usando as mesmas equações da sucção, podemos calcular a perda de carga no recalque.

$R_e = 165837,5$
 $f = 0,043694$
 $J_s = 0,011731$
 $\Delta H_s = 0,237502$

3.4.5) CÁLCULO DA ALTURA MANOMÉTRICA (H_m)

ALTURA GEOMÉTRICA

H_g = 3,45 m

SOMATÓRIO DAS PERDAS DE CARGA

$\Sigma \Delta H = 2,70 \text{ m}$

ALTURA MANOMÉTRICA

H_m = 6,15 m

$$H_m = H_g + \Sigma \Delta H$$

3.5) BOMBA PARA LAVAGEM DO FILTRO

Para a seleção da bomba de lavagem do filtro, são indicados os parâmetros vazão (Q) e altura manométrica (H_m).

4) SISTEMA DE FILTRAÇÃO

4.1) PERDA DE CARGA DURANTE A FILTRAÇÃO

4.1.1) DETERMINAÇÃO DO DIÂMETRO DAS TUBULAÇÕES

Velocidades máximas	Diâmetros	Velocidades	Verificações
$V_{fa,máx} = 0,60 \text{ m/s}$	$D_{f,a} = 75 \text{ mm}$	$V_{fa} = 0,31 \text{ m/s}$	OK!
$V_{fe,máx} = 1,25 \text{ m/s}$	$D_{f,e} = 75 \text{ mm}$	$V_{fe} = 0,31 \text{ m/s}$	OK!

Diâmetro Adot. $d_{adot} = 0,075 \text{ m}$ (sucção)

Sucção			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Entrada canalização	14,7D	1,1025	m
Válvula waffer	45D	3,375	m
2xTê de passagem	2x21,8D	3,27	m
Comp. Real	1	1	m
Comp. Total (L_s)		8,7475	m

Conhecendo-se a vazão ($Q = 0,001389 \text{ m}^3/\text{s}$), o diâmetro ($D = 0,075 \text{ m}$) e o coeficiente de rugosidade ($\epsilon = 0,1 \text{ mm}$, para pvc), a perda de carga unitária na sucção (J_s) pode ser calculada pela equação a seguir.

$$J_s = \frac{8 \cdot f \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \quad f = \frac{0,25}{\left(\log\left(\frac{\epsilon}{3,7 \cdot d}\right) + \left(\frac{5,74}{Re^{0,9}}\right)\right)^2} \quad Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d \cdot v}$$

$$Re = 29326,51$$

$$f = 0,034482$$

$$J_s = 0,002316$$

$$\Delta H_s = 0,020261$$

Diâmetro Adot. $d_{adot} = 0,075 \text{ m}$ (recalque)

Recalque			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Saída	32D	2,4	m
Comp. Real	1,2	1,2	m
Comp. Total (L_r)		3,6	m

Usando as mesmas equações da sucção, podemos calcular a perda de carga no recalque. □

$$Re = 29326,51$$

$$f = 0,034482$$

$$J_s = 0,002316$$

$$\Delta H_s = 0,008338$$

4.1.2) PERDA DE CARGA NO SISTEMA DE DRENAGEM

Número de vigas por filtro N_v	2,00
Espaçamento entre os orifícios X_o (m)	0,20
Número de orifícios N_o	42
Diâmetro de cada orifício D_o (pol.)	0,75
Diâmetro de cada orifício D_o (m)	0,01905
Área de cada orifício A_o (m ²)	0,0002850
Vazão em cada orifício Q_o (m ³ /s)	0,0000331
Velocidade de passagem pelo orifício V_o	0,12
Coefficiente de descarga C_d	0,61

Segundo Richter (1995),

$$h_o = \frac{\left(\frac{q_o}{C_d \cdot A} \right)^2}{2 \cdot g}$$

$$h_f = 0,002 \text{ m}$$

4.1.3) PERDA DE CARGA NO LEITO (AREIA)

CÁLCULO VELOCIDADE DE FILTRAÇÃO

$$V_f = 0,001768 \text{ m/s}$$

$$V_f = \frac{Q_f}{A_f}$$

Subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)	x_i/d_{eqi}
1	0,73900	0,00119	0,00100	0,46	0,0011	424,20
2	0,39000	0,00141	0,00119	0,24	0,0013	188,53
3	0,31200	0,00168	0,00141	0,20	0,0015	126,94
4	0,07800	0,00200	0,00168	0,05	0,0018	26,65
5	0,07800	0,00240	0,00200	0,05	0,0022	22,29
Total	1,60		Total	1,00	Total	788,60

$$h_f = 0,297 \text{ m}$$

Segundo Libânio (2008),

$$\frac{H_f}{L_f} = \frac{180 \cdot \mu \cdot V \cdot L \cdot (1-P)^2}{\gamma \cdot P^3 \cdot C_e^2} \sum \frac{X_i}{(D_{eqi})^2}$$

4.1.4) PERDA DE CARGA NA CAMADA SUPORTE

Subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)	x_i/d_{eqi}
1	0,15	0,0381	0,0254	0,27	0,031	8,77
2	0,1	0,0254	0,0190	0,18	0,022	8,28
3	0,1	0,0190	0,0127	0,18	0,016	11,70
4	0,1	0,0127	0,0064	0,18	0,009	20,17
5	0,1	0,0064	0,0032	0,18	0,005	40,18
Total	0,55		Total	1,00	Total	89,09

$$h_f = 0,00052 \text{ m}$$

Segundo Libânio (2008),

$$\frac{H_f}{L_f} = \frac{180 \cdot \mu \cdot V \cdot L \cdot (1-P)^2}{\gamma \cdot P^3 \cdot C_e^2} \sum \frac{X_i}{(D_{eqi})^2}$$

4.1.5 PERDA DE CARGA NO VERTEDOR DE SAÍDA EM CAIXA INDIVIDUAL

ALTURA DA LÂMINA LÍQUIDA (h_f)

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

$$h_f = \left[\frac{Q}{1,84 \times B} \right]^{2/3}$$

4.1.6 PERDA DE CARGA TOTAL (H_{Tfa}) - FILTRO ASCENDENTE

$$H_{Tfa} = 0,34605 \text{ m}$$

FILTRO DESCENDENTE

5) CÁLCULO DIÂMETRO E ÁREA DO FILTRO

VAZÃO DA ETA (Q_f)

$$Q_f = 5 \text{ m}^3/\text{h}$$

TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL (T_{as})

$$T_{as} = 280 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$$

ÁREA DO FILTRO (A_f)

$$A_f = 0,429 \text{ m}^2$$

DIÂMETRO CÁLCULADO (D) E ADOTADO (D_{adot})

$$D = 0,739 \text{ m}$$

$$D_{adot} = 1,000 \text{ m}$$

ÁREA DO FILTRO RECALCULADA (A)

$$A = 0,785 \text{ m}^2$$

TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL CORRIGIDA ($T_{as,corr}$)

$$T_{as,corr} = 152,789 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$$

Segundo Di Bernardo (2003)

$$A_f = \frac{Q_f \cdot 24}{T_{as}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot A_f}{\pi}}$$

$$A = \frac{\pi \cdot D_{adot}^2}{4}$$

$$T_{as,corr} = \frac{Q_f \cdot 24}{A}$$

6) CARACTERÍSTICAS DO MEIO FILTRANTE

AREIA			
Espessura da camada (L)	0,7	m	
Tamanho dos grãos	0,3	1,4	mm
Tamanho efetivo - d10	0,43	mm	
Coefficiente de desuniformidade (Cd)	1,7		
Coefficiente de esfericidade (Ce)	0,75		
Massa específica (ρ_s)	2650	Kg/m ³	
Porosidade (P)	0,40	m	

Segundo Di Bernardo (2003), o leito terá essas características ao lado.

CAMADA SUPORTE (PEDREGULHO)			
Espessura da camada (L)	0,55	m	
Tamanho dos grãos	3,2	38,0	mm
Coefficiente de esfericidade (Ce)	0,85		
Porosidade (P)	0,45	m	
Massa específica (ρ_s)	2650	Kg/m ³	

Usou-se a camada suporte ao lado, segundo Di Bernardo (2005).

7) SISTEMA DE LAVAGEM

7.1) CÁLCULO DA VELOCIDADE ASCENCIONAL DA ÁGUA

DADOS:

DIÂMETRO EQUIVALENTE

$$D_{eq} = 0,00065 \text{ m}$$

TEMPERATURA DA ÁGUA

$$T = 30 \text{ } ^\circ\text{C}$$

PESO ESPECÍFICO

$$\gamma = 9765 \text{ N/m}^3$$

MASSA ESPECÍFICA

$$\rho_a = 995,7 \text{ Kg/m}^3$$

VISCOSIDADE CINEMÁTICA

$$\nu = 0,000001 \text{ m}^2/\text{s}$$

VISCOSIDADE ABSOLUTA

$$\mu = 0,000798 \text{ Ns/m}^2$$

ACELERAÇÃO DA GRAVIDADE

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$d_{eq} = \sqrt{d_{sup} \cdot d_{inf}}$$

As equações utilizadas para determinar a velocidade ascencional foram calculadas segundo Libânio (2008).

NÚMERO DE GALILEU

$$Ga = 6980,98$$

$$Ga = \frac{D_{eq}^3 \cdot \rho_a \cdot (\rho_s - \rho_a) \cdot g}{\mu^2}$$

VELOCIDADE MINIMA DE FLUIDIZAÇÃO

$$V_{mf} = 0,004916 \text{ m/s}$$

$$V_{mf} = 0,294983 \text{ m/min}$$

$$V_{mf} = \left(\frac{\mu}{\rho_a \cdot D_{eq}} \right) \cdot \left[\sqrt{(33,7)^2 + 0,0408 \cdot Ga} - 33,7 \right]$$

$$V_a = 0,7 \text{ m/min}$$

$$V_a = 0,0117 \text{ m/s}$$

← VELOCIDADE ASCENCIONAL DA ÁGUA

7.2) EXPANSÃO DO MEIO FILTRANTE DURANTE A LAVAGEM

DADOS:

VELOCIDADE INTERTICIAL

$$V_i = 0,01167 \text{ m/s}$$

Cálculo de expansão do meio filtrante durante a lavagem segundo o método utilizado por Libânio (2008).

OBS: Equações usadas na planilha abaixo.

FÓRMULAS UTILIZADAS NA TABELA ABAIXO

Diâmetro Equivalente (d_{eqi})	$d_{eqi} = \sqrt{d_{sup} \cdot d_{inf}}$
Fração em peso de cada subcamada (i) do meio filtrante entre duas peneiras consecutivas	$X_i = \frac{L_i}{\sum L}$
Número de Galileu (Ga)	$Ga = \frac{D_{eq}^3 \cdot \gamma \cdot (\rho_s - \rho_a)}{\mu^2}$

ETA 4 - DF1

Reynolds Modificado (Re_m)	$Re_m = \frac{C_e \cdot d_{eq} \cdot V_l}{6 \cdot v \cdot (1 - Pe)}$
Velocidade mínima de fluidização (V_{mf})	$V_{mf} = \left(\frac{\mu}{\rho_a \cdot Deq} \right) \cdot \left[\sqrt{(33.7)^2 + 0.0408 \cdot Ga} - 33.7 \right]$
Equação modelo *	$A = \frac{Pe^3}{(1 - Pe)^2} \cdot \left(\frac{\gamma \cdot (\rho_g - \rho) \cdot Ce^3 \cdot d_{eq}^3}{216 \cdot \mu^2} \right)$

*O modelo apresentado pela equação abaixo, é válido para $Re_m > 0,2$, para porosidade $< 0,85$ quando $Re_m < 100$ e inferior a 0,90 quando $Re_m > 100$:

$$\log A = 0,56543 + 1,09348 \log Re_m + 0,17979 (\log Re_m)^2 - 0,00392 (\log Re_m)^4 - 1,5 (\log Ce)^2$$

Subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)
1	0,07800	0,00042	0,00030	0,11	0,000
2	0,07800	0,00059	0,00042	0,11	0,000
3	0,07800	0,00071	0,00059	0,11	0,001
4	0,06000	0,00084	0,00071	0,09	0,001
5	0,20000	0,00100	0,00084	0,28	0,001
6	0,11000	0,00190	0,00100	0,16	0,001
7	0,10000	0,01410	0,00190	0,14	0,005
Total	0,70		Total	1,00	

Ga	V_{mf} (m/s)	Pe_i	$x_i/(1-P_{ei})$	Re_m	A	Meta
1135	0,002	0,700	0,369	2,152	8,4	0,00
3129	0,003	0,612	0,285	2,336	9,3	0,00
6878	0,005	0,546	0,244	2,595	10,6	0,00
11684	0,007	0,503	0,172	2,832	11,8	0,00
19530	0,009	0,464	0,530	3,116	13,3	0,00
66437	0,016	0,381	0,252	4,054	18,7	0,00
3517546	0,054	0,197	0,177	11,737	81,5	0,00
Total			2,03			

POROSIDADE DO MEIO FILTRANTE EXPANDIDO

$$P_e = 0,51$$

EXPANSÃO DO MEIO FILTRANTE

$$E = 21,78 \%$$

ALTURA DO MEIO FILTRANTE EXPANDIDO

$$L_e = 0,86 \text{ m}$$

$$P_e = 1 - \frac{1}{\sum \frac{x_i}{(1 - P_{ei})}}$$

$$E(\%) = \frac{P_{fe} - P_{fo}}{1 - P_{fo}} \cdot 100$$

$$L_{fe} = L_{fo} \cdot \frac{(1 - P_o)}{(1 - P_e)}$$

META* : Artificio do programa EXCEL para realizar iterações. Iterações essas necessárias para o cálculo de expansão.

7.3 COLETA DE ÁGUA DE LAVAGEM E FILTRADA

VAZÃO DE LAVAGEM PARA O FILTRO (Q)

$$Q = 0,0092 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 32,99 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q = V_a \cdot A$$

Cálculo da calha de coleta de água de lavagem e filtrada segue segundo Richter (1995).

LARGURA ÚTIL (b)

$$b = 0,30 \text{ m}$$

ALTURA MÁXIMA DA ÁGUA (H)

$$H = 0,08 \text{ m}$$

$$H_{\text{adot}} = 0,30 \text{ m}$$

$$H = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{1,3 \cdot b}\right)^2}$$

7.4) CÁLCULO DA PERDA DE CARGA DURANTE A LAVAGEM

7.4.1) PERDA DE CARGA NO LEITO (AREIA)

$$h_f = 0,70 \text{ m}$$

Segundo Viana (2002),

$$\frac{H}{L} = \frac{(1 - P_0)(\rho_s - \rho_a)}{\rho_a}$$

7.4.2) PERDA DE CARGA NA CAMADA SUPORTE

$$h_f = 0,50 \text{ m}$$

7.4.3) PERDA DE CARGA NO SISTEMA DE DRENAGEM

Número de vigas por filtro N_v	2
Espaçamento entre os orifícios X_o (m)	0,2
Número de orifícios N_o	42
Diâmetro de cada orifício D_o (pol.)	0,75
Diâmetro de cada orifício D_o (m)	0,019
Área de cada orifício A_o (m ²)	0,0003
Vazão em cada orifício Q_o (m ³ /s)	0,0002
Velocidade de passagem pelo orifício V_o	0,765
Coefficiente de descarga C_d	0,61

Segundo Richter (1995),

$$h_o = \frac{\left(\frac{q_o}{C_d \cdot A}\right)^2}{2 \cdot g}$$

$$h_f = 0,08 \text{ m}$$

7.4.4) PERDA DE CARGA NAS PEÇAS E TUBULAÇÕES

7.4.4.1) Perdas de Carga na Tubulação de Sucção

Dimensionamento das tubulações

Velocidades máximas	Diâmetros	Velocidades	Verificações
$V_{la,m\acute{a}x} = 3,60 \text{ m/s}$	$D_{l,a} = 75 \text{ mm}$	$V_{la} = 2,07 \text{ m/s}$	OK!
$V_{le,m\acute{a}x} = 1,80 \text{ m/s}$	$D_{l,e} = 100 \text{ mm}$	$V_{le} = 1,17 \text{ m/s}$	OK!

$$\text{Diâmetro Ad. } d_{\text{adot}} = 0,075 \text{ m}$$

Sucção			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Válvula waffer	45D	3,375	m
Entrada	14,7D	1,1025	m
2x Tê de passagem	2x21,8D	3,27	m
Comp. Real	2	2	m
Comp. Total (L_s)		9,7475	m

Conhecendo-se a vazão ($Q = 0,0092 \text{ m}^3/\text{s}$), o diâmetro ($D = 0,075 \text{ m}$) e o coeficiente de rugosidade ($\varepsilon = 0,1 \text{ mm}$, para pvc), a perda de carga unitária na sucção (J_s) pode ser calculada pela equação a seguir

$$J_s = \frac{8 \cdot f \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \quad f = \frac{0,25}{\left(\log\left(\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot d}\right) + \left(\frac{5,74}{Re^{0,9}}\right)\right)^2} \quad Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d \cdot v}$$

$$Re = 194225,9$$

$$f = 0,034471$$

$$J_s = 0,100779$$

$$\Delta H_s = 0,982339$$

Portanto, a perda de carga total na sucção será:

$$\Delta H_s = J_s \cdot L_s$$

7.4.4.2 Perda de Carga na Tubulação de Recalque

Diâmetro Adot. $d_{\text{adot}} = 0,1 \text{ m}$

Recalque			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Saída	32D	3,2	m
Válvula waffer	45D	4,5	m
Curva 90°	12,8D	1,28	m
Comp. Real	2,05	2,05	m
Comp. Total (L_s)		11,03	m

Usando as mesmas equações da sucção, podemos calcular a perda de carga no recalque.

$$Re = 145669,5$$

$$f = 0,037908$$

$$J_r = 0,026299$$

$$\Delta H_r = 0,290082$$

7.4.5) CÁLCULO DA ALTURA MANOMÉTRICA (H_m)

ALTURA GEOMÉTRICA

$$H_g = 2,35 \text{ m}$$

SOMATÓRIO DAS PERDAS DE CARGA

$$\sum \Delta H = 2,56 \text{ m}$$

ALTURA MANOMÉTRICA

$$H_m = 4,91 \text{ m}$$

$$H_m = H_g + \sum \Delta H$$

7.5) BOMBA PARA LAVAGEM DO FILTRO

Para a seleção da bomba de lavagem do filtro, são indicados os parâmetros vazão (Q) e altura manométrica (H_m).

8) SISTEMA DE FILTRAÇÃO

8.1) PERDA DE CARGA DURANTE A FILTRAÇÃO

8.1.1) DETERMINAÇÃO DO DIÂMETRO DAS TUBULAÇÕES

Velocidades máximas	Diâmetros	Velocidades	Verificações
$V_{fa,máx} = 0,60 \text{ m/s}$	$D_{f,a} = 75 \text{ mm}$	$V_{fa} = 0,31 \text{ m/s}$	OK!
$V_{fe,máx} = 1,25 \text{ m/s}$	$D_{f,e} = 75 \text{ mm}$	$V_{fe} = 0,31 \text{ m/s}$	OK!

Diâmetro Adot. $d_{adot} = 0,075 \text{ m}$ (sucção)

Sucção			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Entrada	14,7D	1,1025	m
Comp. Real	1,2	1,2	m
Comp. Total (L_r)		2,3025	m

Conhecendo-se a vazão ($Q = 0,00139 \text{ m}^3/\text{s}$), o diâmetro ($D = 0,075 \text{ m}$) e o coeficiente de rugosidade ($\varepsilon = 0,1 \text{ mm}$, para pvc), a perda de carga unitária na sucção (J_s) pode ser calculada pela equação a seguir.

$$J_s = \frac{8 \cdot f \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \quad f = \frac{0,25}{\left(\log\left(\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot d}\right) + \left(\frac{5,74}{Re^{0,9}}\right)\right)^2} \quad Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d \cdot v}$$

$$Re = 29440,02$$

$$f = 0,034482$$

$$J_s = 0,002316$$

$$\Delta H_s = 0,005333$$

Diâmetro Adot. $d_{adot} = 0,075 \text{ m}$ (recalque)

Recalque			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Saída	32D	2,4	m
Válvula waffer	45D	3,375	m
Tê passagem direta	21,8D	1,635	m
2xCurva 90°	2x12,8D	1,92	m
Comp. Real	2,63	2,63	m
Comp. Total (L_s)		11,96	m

Usando as mesmas equações da sucção, podemos calcular a perda de carga no recalque.

$$Re = 29440,02$$

$$f = 0,034482$$

$$J_r = 0,002316$$

$$\Delta H_f = 0,027702$$

8.1.2) PERDA DE CARGA NO SISTEMA DE DRENAGEM

Número de vigas por filtro N_v	2
Espaçamento entre os orifícios X_o (m)	0,2
Número de orifícios N_o	42
Diâmetro de cada orifício D_o (pol.)	0,75
Diâmetro de cada orifício D_o (m)	0,01905
Área de cada orifício A_o (m ²)	0,000285015
Vazão em cada orifício Q_o (m ³ /s)	3,30688E-05
Velocidade de passagem pelo orifício V_o	0,116024894
Coefficiente de descarga C_d	0,61

Segundo Richter (1995),

$$h_o = \frac{\left(\frac{q_o}{C_d \cdot A} \right)^2}{2 \cdot g}$$

$$h_f = 0,002 \text{ m}$$

8.1.3) PERDA DE CARGA NO LEITO (AREIA)

CÁLCULO VELOCIDADE DE FILTRAÇÃO

$$V_f = 0,001768 \text{ m/s}$$

$$V_f = \frac{Q_f}{A_f}$$

Subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)	x_i/d_{eqi}
1	0,07800	0,00042	0,00030	0,11	0,0004	312,13
2	0,07800	0,00059	0,00042	0,11	0,0005	222,57
3	0,07800	0,00071	0,00059	0,11	0,0006	171,19
4	0,06000	0,00084	0,00071	0,09	0,0008	110,36
5	0,20000	0,00100	0,00084	0,28	0,0009	309,97
6	0,11000	0,00190	0,00100	0,16	0,0014	113,36
7	0,10000	0,01410	0,00190	0,14	0,0052	27,44
Total	0,70		Total	1,00	Total	1267,0

$$h_f = 0,294 \text{ m}$$

Segundo Libânio (2008),

$$\frac{H_f}{L_f} = \frac{180 \cdot \mu \cdot V \cdot L \cdot (1-P)^2}{\gamma \cdot P^3 \cdot C_e^2} \sum \frac{X_i}{(D_{eqi})^2}$$

8.1.4) PERDA DE CARGA NA CAMADA SUPORTE

Subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)	x_i/d_{eqi}
1	0,15	0,0381	0,0254	0,27	0,031	8,77
2	0,1	0,0254	0,0190	0,18	0,022	8,28
3	0,1	0,0190	0,0127	0,18	0,016	11,70
4	0,1	0,0127	0,0064	0,18	0,009	20,17
5	0,1	0,0064	0,0032	0,18	0,005	40,18
Total	0,55		Total	1,00	Total	89,09

$$h_f = 0,00052 \text{ m}$$

Segundo Libânio (2008),

$$\frac{H_f}{L_f} = \frac{180 \cdot \mu \cdot V \cdot L \cdot (1-P)^2}{\gamma \cdot P^3 \cdot C_e^2} \sum \frac{X_i}{(D_{eqi})^2}$$

8.1.5 PERDA DE CARGA NO VERTEDOR DE SAÍDA EM CAIXA INDIVIDUAL

ALTURA DA LÂMINA LÍQUIDA (h_f)

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

$$hf = \left[\frac{Q}{1,84 \times B} \right]^{2/3}$$

8.1.6) PERDA DE CARGA TOTAL (H_{Tfd}) - FILTRO DESCENDENTE

$$H_{Tfd} = 0,34789 \text{ m}$$

9) PERDA DE CARGA TOTAL (H_{TDF}) - DUPLA FILTRAÇÃO

$$H_{TDF} = 0,69394 \text{ m}$$

10) DIMENSIONAMENTO DA PLACA DE ORIFÍCIO

Diâmetro da placa de orifício

$$d = 30 \text{ mm}$$

$$d/D = 40 \%$$

Coeficiente de descarga

$$C_d = 0,61$$

Tempo de Mistura

$$t_m = 3 \text{ s}$$

Perda de Carga

$$h_p = 0,51 \text{ m}$$

Gradiente de velocidade

$$G = 1449 \text{ s}^{-1}$$

Ok!

Segundo Viana (2002), o Gradiente deve ser o maior possível economicamente, e nunca inferior a 1000 s^{-1}

	RESULTADOS OBTIDOS POR FÓRMULAS
	DADOS INSERIDOS

FILTRO ASCENDENTE

1) CÁLCULO DIÂMETRO E ÁREA DO FILTRO

VAZÃO DA ETA (Qf)

$$Q_f = 10 \text{ m}^3/\text{h}$$

TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL (T_{as})

$$T_{as} = 150 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$$

ÁREA DO FILTRO (A_f)

$$A_f = 1,600 \text{ m}^2$$

DIÂMETRO CÁLCULADO (D) E ADOTADO (D_{adot})

$$D = 1,4 \text{ m}$$

$$D_{adot} = 1,5 \text{ m}$$

ÁREA DO FILTRO RECALCULADA (A)

$$A = 1,767 \text{ m}^2$$

TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL CORRIGIDA (T_{as,corr})

$$T_{as,corr} = 135,812 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$$

Segundo Di Bernardo (2003)

$$A_f = \frac{Q_f \cdot 24}{T_{as}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot A_f}{\pi}}$$

$$A = \frac{\pi \cdot D_{adot}^2}{4}$$

$$T_{as,corr} = \frac{Q_f \cdot 24}{A}$$

2) CARACTERÍSTICAS DO MEIO FILTRANTE

AREIA

Espessura da camada (L)	1,6	m		
Tamanho dos grãos	1,0	2,4	mm	
Tamanho efetivo - d ₁₀	1,4	mm		
Coefficiente de desuniformidade (Cd)	1,7			
Coefficiente de esfericidade (Ce)	0,7			
Massa específica (ρ _s)	2650	Kg/m ³		
Porosidade (P)	0,40	m		

Segundo Di Bernardo (2003), o leito terá essas características ao lado.

CAMADA SUPORTE (PEDREGULHO)

Espessura da camada (L)	0,55	m		
Tamanho dos grãos	3,2	38,0	mm	
Coefficiente de esfericidade (Ce)	0,85			
Porosidade (P)	0,45	m		
Massa específica (ρ _s)	2650	Kg/m ³		

Usou-se a camada suporte ao lado, segundo Di Bernardo (2005).

3) SISTEMA DE LAVAGEM

3.1) CÁLCULO DA VELOCIDADE ASCENCIONAL DA ÁGUA

DADOS:

DIÂMETRO EQUIVALENTE

$$D_{eq} = 0,001549 \text{ m}$$

TEMPERATURA DA ÁGUA

$$T = 30 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

PESO ESPECÍFICO

$$\gamma = 9765 \text{ N/m}^3$$

MASSA ESPECÍFICA

$$\rho_a = 995,7 \text{ Kg/m}^3$$

VISCOSIDADE CINEMÁTICA

$$\nu = 0,000001 \text{ m}^2/\text{s}$$

VISCOSIDADE ABSOLUTA

$$\mu = 0,000798 \text{ Ns/m}^2$$

ACELERAÇÃO DA GRAVIDADE

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$d_{eq} = \sqrt{d_{sup} \cdot d_{inf}}$$

As equações utilizadas para determinar a velocidade ascencional foram calculadas segundo Libânio (2008).

NÚMERO DE GALILEU

$$Ga = 94345,86$$

$$Ga = \frac{D_{eq}^3 \cdot \rho_a \cdot (\rho_s - \rho_a) \cdot g}{\mu^2}$$

VELOCIDADE MINIMA DE FLUIDIZAÇÃO

$$V_{mf} = 0,019092 \text{ m/s}$$

$$V_{mf} = 1,145512 \text{ m/min}$$

$$V_{mf} = \left(\frac{\mu}{\rho_a \cdot D_{eq}} \right) \cdot \left[\sqrt{(33,7)^2 + 0,0408 \cdot Ga} - 33,7 \right]$$

$$V_a = 1,2 \text{ m/min}$$

$$V_a = 0,02 \text{ m/s}$$

← VELOCIDADE ASCENCIONAL DA ÁGUA

3.2) EXPANSÃO DO MEIO FILTRANTE DURANTE A LAVAGEM

DADOS:

VELOCIDADE INTERTICIAL

$$V_i = 0,02000 \text{ m/s}$$

Cálculo de expansão do meio filtrante durante a lavagem segundo o método utilizado por Libânio (2008).
OBS: Equações usadas na planilha abaixo.

FÓRMULAS UTILIZADAS NA TABELA ABAIXO

Diâmetro Equivalente (d_{eqi})	$d_{eqi} = \sqrt{d_{sup} \cdot d_{inf}}$
Fração em peso de cada subcamada (i) do meio filtrante entre duas peneiras consecutivas	$X_i = \frac{L_i}{\sum L}$
Número de Galileu (Ga)	$Ga = \frac{D_{eq}^3 \cdot \gamma \cdot (\rho_s - \rho_a)}{\mu^2}$

ETA 5 - DF2

Reynolds Modificado (Re_m)	$Re_m = \frac{C_e \cdot d_{eq} \cdot V_l}{6 \cdot v \cdot (1 - Pe)}$
Velocidade mínima de fluidização (V_{mf})	$V_{mf} = \left(\frac{\mu}{\rho_a \cdot Deq} \right) \cdot \left[\sqrt{(33,7)^2 + 0,0408 \cdot Ga} - 33,7 \right]$
Equação modelo *	$A = \frac{Pe^3}{(1 - Pe)^2} \cdot \left(\frac{\gamma \cdot (\rho_g - \rho) \cdot Ce^3 \cdot d_{eq}^3}{216 \cdot \mu^2} \right)$

*O modelo apresentado pela equação abaixo, é válido para $Re_m > 0,2$, para porosidade $< 0,85$ quando $Re_m < 100$ e inferior a $0,90$ quando $Re_m > 100$:

$$\log A = 0,56543 + 1,09348 \log Re_m + 0,17979 (\log Re_m)^2 - 0,00392 (\log Re_m)^4 - 1,5 (\log Ce)^2$$

TABELA 1. Iterações para cálculo de expansão durante a lavagem

subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)
1	0,74	0,00119	0,00100	0,46	0,0011
2	0,39	0,00141	0,00119	0,24	0,0013
3	0,31	0,00168	0,00141	0,20	0,0015
4	0,08	0,00200	0,00168	0,05	0,0018
5	0,08	0,00240	0,00200	0,05	0,0022
Total	1,60		Total	1,00	

Ga	V_{mf} (m/s)	Pe_i	$x_i/(1 - Pe_i)$	Re_m	A	Meta*
32931	0,012	0,53	0,99	6,78	36,4	0,00
55135	0,015	0,49	0,48	7,43	41,3	0,00
92485	0,019	0,46	0,36	8,23	47,7	0,00
156239	0,023	0,42	0,08	9,21	55,9	0,00
266773	0,028	0,39	0,08	10,40	66,6	0,00
		Total	2,00			

POROSIDADE DO MEIO FILTRANTE EXPANDIDO

$$P_e = 0,50$$

EXPANSÃO DO MEIO FILTRANTE

$$E = 19,92 \%$$

ALTURA DO MEIO FILTRANTE EXPANDIDO

$$L_e = 1,92 \text{ m}$$

$$P_e = 1 - \frac{1}{\sum \frac{x_i}{(1 - P_{ei})}}$$

$$E(\%) = \frac{P_{fe} - P_{fo}}{1 - P_{fo}} \cdot 100$$

$$L_{fe} = L_{fo} \cdot \frac{(1 - P_o)}{(1 - P_e)}$$

META* : Artificio do programa EXCEL para realizar iterações. Iterações essas necessárias para o cálculo de expansão.

3.3 COLETA DE ÁGUA DE LAVAGEM E FILTRADA

VAZÃO DE LAVAGEM PARA O FILTRO (Q)

$$Q = 0,0353 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 127,23 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q = V_a \cdot A$$

Cálculo da calha de coleta de água de lavagem e filtrada segue segundo Richter (1995).

LARGURA ÚTIL (b)

$$b = 0,30 \text{ m}$$

ALTURA MÁXIMA DA ÁGUA (H)

$$H = 0,19 \text{ m}$$

$$H_{\text{adot}} = 0,30 \text{ m}$$

$$H = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{1,3 \cdot b}\right)^2}$$

3.4) CÁLCULO DA PERDA DE CARGA DURANTE A LAVAGEM

3.4.1) PERDA DE CARGA NO LEITO (AREIA)

$$h_f = 1,59 \text{ m}$$

Segundo Viana (2002),

$$\frac{H}{L} = \frac{(1 - P_0)(\rho_s - \rho_a)}{\rho_a}$$

3.4.2) PERDA DE CARGA NA CAMADA SUPORTE

$$h_f = 0,50 \text{ m}$$

3.4.3) PERDA DE CARGA NO SISTEMA DE DRENAGEM

Número de vigas por filtro N_v	3,00
Espaçamento entre os orifícios X_o (m)	0,20
Número de orifícios N_o	84
Diâmetro de cada orifício D_o (pol.)	0,75
Diâmetro de cada orifício D_o (m)	0,019
Área de cada orifício A_o (m ²)	0,0003
Vazão em cada orifício Q_o (m ³ /s)	0,0004
Velocidade de passagem pelo orifício V_o	1,48
Coefficiente de descarga C_d	0,61

Segundo Richter (1995),

$$h_o = \frac{\left(\frac{q_o}{C_d \cdot A}\right)^2}{2 \cdot g}$$

$$h_f = 0,299 \text{ m}$$

3.4.4) PERDA DE CARGA NAS PEÇAS E TUBULAÇÕES

3.4.4.1) Perdas de Carga na Tubulação de Sucção

Dimensionamento das tubulações

Velocidades máximas	Diâmetros	Velocidades	Verificações
$V_{la,máx} = 3,60 \text{ m/s}$	$D_{l,a} = 150 \text{ mm}$	$V_{la} = 2,00 \text{ m/s}$	OK!
$V_{le,máx} = 1,80 \text{ m/s}$	$D_{l,e} = 200 \text{ mm}$	$V_{le} = 1,13 \text{ m/s}$	OK!

$$\text{Diâmetro Adot. } d_{\text{adot}} = 0,15 \text{ m}$$

Sucção			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Entrada	14,7D	2,205	m
Curva 90°	12,8 D	1,92	m
Tê de passagem direta	2x21,8D	6,54	m
Válvula waffer	45D	6,75	m

ETA 5 - DF2

Comp. Real	4	4	m
Comp. Total (L_s)		21,415	m

Conhecendo-se a vazão ($Q = 0,0353 \text{ m}^3/\text{s}$), o diâmetro ($D = 0,15 \text{ m}$) e o coeficiente de rugosidade ($\varepsilon = 0,1 \text{ mm}$, para pvc), a perda de carga unitária na sucção (J_s) pode ser calculada pela equação a seguir.

$$J_s = \frac{8 \cdot f \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \qquad f = \frac{0,25}{\left(\log\left(\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot d}\right) + \left(\frac{5,74}{Re^{0,9}}\right)\right)^2} \qquad Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d \cdot v}$$

Portanto, a perda de carga total na sucção será:

$$\begin{aligned} Re &= 373134,3 \\ f &= 0,004813 \\ J_s &= 0,006542 \\ \Delta H_s &= 0,140096 \end{aligned}$$

$$\Delta H_s = J_s \cdot L_s$$

3.4.4.2 Perda de Carga na Tubulação de Recalque

Diâmetro Adot. $d_{\text{adot}} = 0,2 \text{ m}$

Recalque							
Acessório	Comp. equivalente (m)			Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Saída	32D	6,4	m	Válvula waffer	45D	9	m
curva 90° R/D =1	17,5D	3,5	m				
Tê passagem direta	21,8D	4,36	m				
Comp. Real	2,8	2,8	m	Comp. Total (L_s)		26,06	m

Usando as mesmas equações da sucção, podemos calcular a perda de carga no recalque.

$$\begin{aligned} Re &= 279850,7 \\ f &= 0,048641 \\ J_s &= 0,015689 \\ \Delta H_s &= 0,40886 \end{aligned}$$

3.4.5) CÁLCULO DA ALTURA MANOMÉTRICA (H_m)

ALTURA GEOMÉTRICA

$$H_g = 3,45 \text{ m}$$

SOMATÓRIO DAS PERDAS DE CARGA

$$\sum \Delta H = 2,94 \text{ m}$$

ALTURA MANOMÉTRICA

$$H_m = 6,39 \text{ m}$$

$$H_m = H_g + \sum \Delta H$$

3.5) BOMBA PARA LAVAGEM DO FILTRO

Para a seleção da bomba de lavagem do filtro, são indicados os parâmetros vazão (Q) e altura manométrica (H_m).

4) SISTEMA DE FILTRAÇÃO

4.1) PERDA DE CARGA DURANTE A FILTRAÇÃO

4.1.1) DETERMINAÇÃO DO DIÂMETRO DAS TUBULAÇÕES

Velocidades máximas	Diâmetros	Velocidades	Verificações
$V_{fa,máx} = 0,60 \text{ m/s}$	$D_{f,a} = 100 \text{ mm}$	$V_{fa} = 0,35 \text{ m/s}$	OK!
$V_{fe,máx} = 1,25 \text{ m/s}$	$D_{f,e} = 100 \text{ mm}$	$V_{fe} = 0,35 \text{ m/s}$	OK!

Diâmetro Adot. $d_{adot} = 0,1 \text{ m}$ (sucção)

Sucção			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Entrada canalização	14,7D	1,47	m
Válvula waffer	45D	4,5	m
2xTê de passagem	2x21,8D	4,36	m
Comp. Real	1	1	m
Comp. Total (L_s)		11,33	m

Conhecendo-se a vazão ($Q = 0,00278 \text{ m}^3/\text{s}$), o diâmetro ($D = 0,1 \text{ m}$) e o coeficiente de rugosidade ($\epsilon = 0,1 \text{ mm}$, para pvc), a perda de carga unitária na sucção (J_s) pode ser calculada pela equação a seguir.

$$J_s = \frac{8 \cdot f \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \quad f = \frac{0,25}{\left(\log\left(\frac{\epsilon}{3,7 \cdot d}\right) + \left(\frac{5,74}{Re^{0,9}}\right)\right)^2} \quad Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d \cdot v}$$

$$Re = 43989,76$$

$$f = 0,037915$$

$$J_s = 0,002417$$

$$\Delta H_s = 0,027389$$

Diâmetro Adot. $d_{adot} = 0,1 \text{ m}$ (recalque)

Recalque			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Saída	32D	3,2	m
Comp. Real	1,2	1,2	m
Comp. Total (L_r)		4,4	m

Usando as mesmas equações da sucção, podemos calcular a perda de carga no recalque. □

$$Re = 43989,76$$

$$f = 0,037915$$

$$J_s = 0,002417$$

$$\Delta H_s = 0,010637$$

4.1.2) PERDA DE CARGA NO SISTEMA DE DRENAGEM

Número de vigas por filtro N_v	3,00
Espaçamento entre os orifícios X_o (m)	0,20
Número de orifícios N_o	84
Diâmetro de cada orifício D_o (pol.)	0,75
Diâmetro de cada orifício D_o (m)	0,01905
Área de cada orifício A_o (m ²)	0,0002850
Vazão em cada orifício Q_o (m ³ /s)	0,0000331
Velocidade de passagem pelo orifício V_o	0,12
Coefficiente de descarga C_d	0,61

Segundo Richter (1995),

$$h_o = \frac{\left(\frac{q_o}{C_d \cdot A} \right)^2}{2 \cdot g}$$

$$h_f = 0,002 \text{ m}$$

4.1.3) PERDA DE CARGA NO LEITO (AREIA)

CÁLCULO VELOCIDADE DE FILTRAÇÃO

$$V_f = 0,001572 \text{ m/s}$$

$$V_f = \frac{Q_f}{A_f}$$

Subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)	x_i/d_{eqi}
1	0,73900	0,00119	0,00100	0,46	0,0011	424,20
2	0,39000	0,00141	0,00119	0,24	0,0013	188,53
3	0,31200	0,00168	0,00141	0,20	0,0015	126,94
4	0,07800	0,00200	0,00168	0,05	0,0018	26,65
5	0,07800	0,00240	0,00200	0,05	0,0022	22,29
Total	1,60		Total	1,00	Total	788,60

$$h_f = 0,264 \text{ m}$$

Segundo Libânio (2008),

$$\frac{H_f}{L_f} = \frac{180 \cdot \mu \cdot V \cdot L \cdot (1-P)^2}{\gamma \cdot P^3 \cdot C_e^2} \sum \frac{X_i}{(D_{eqi})^2}$$

4.1.4) PERDA DE CARGA NA CAMADA SUPORTE

Subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)	x_i/d_{eqi}
1	0,15	0,0381	0,0254	0,27	0,031	8,77
2	0,1	0,0254	0,0190	0,18	0,022	8,28
3	0,1	0,0190	0,0127	0,18	0,016	11,70
4	0,1	0,0127	0,0064	0,18	0,009	20,17
5	0,1	0,0064	0,0032	0,18	0,005	40,18
Total	0,55		Total	1,00	Total	89,09

$$h_f = 0,00046 \text{ m}$$

Segundo Libânio (2008),

$$\frac{H_f}{L_f} = \frac{180 \cdot \mu \cdot V \cdot L \cdot (1-P)^2}{\gamma \cdot P^3 \cdot C_e^2} \sum \frac{X_i}{(D_{eqi})^2}$$

4.1.5 PERDA DE CARGA NO VERTEDOR DE SAÍDA EM CAIXA INDIVIDUAL

ALTURA DA LÂMINA LÍQUIDA (h_f)

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

$$h_f = \left[\frac{Q}{1,84 \times B} \right]^{2/3}$$

4.1.6 PERDA DE CARGA TOTAL (H_{Tfa}) - FILTRO ASCENDENTE

$$H_{Tfa} = 0,33334 \text{ m}$$

FILTRO DESCENDENTE

5) CÁLCULO DIÂMETRO E ÁREA DO FILTRO

VAZÃO DA ETA (Q_f)

$$Q_f = 10 \text{ m}^3/\text{h}$$

TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL (T_{as})

$$T_{as} = 280 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$$

ÁREA DO FILTRO (A_f)

$$A_f = 0,857 \text{ m}^2$$

DIÂMETRO CÁLCULADO (D) E ADOTADO (D_{adot})

$$D = 1,04 \text{ m}$$

$$D_{adot} = 1,2 \text{ m}$$

ÁREA DO FILTRO RECALCULADA (A)

$$A = 1,131 \text{ m}^2$$

TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL CORRIGIDA ($T_{as,corr}$)

$$T_{as,corr} = 212,207 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$$

Segundo Di Bernardo (2003)

$$A_f = \frac{Q_f \cdot 24}{T_{as}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot A_f}{\pi}}$$

$$A = \frac{\pi \cdot D_{adot}^2}{4}$$

$$T_{as,corr} = \frac{Q_f \cdot 24}{A}$$

6) CARACTERÍSTICAS DO MEIO FILTRANTE

AREIA			
Espessura da camada (L)	0,7	m	
Tamanho dos grãos	0,3	1,4	mm
Tamanho efetivo - d10	0,43	mm	
Coefficiente de desuniformidade (Cd)	1,7		
Coefficiente de esfericidade (Ce)	0,75		
Massa específica (ρ_s)	2650	Kg/m ³	
Porosidade (P)	0,40	m	

Segundo Di Bernardo (2003), o leito terá essas características ao lado.

CAMADA SUPORTE (PEDREGULHO)			
Espessura da camada (L)	0,55	m	
Tamanho dos grãos	3,2	38,0	mm
Coefficiente de esfericidade (Ce)	0,85		
Porosidade (P)	0,45	m	
Massa específica (ρ_s)	2650	Kg/m ³	

Usou-se a camada suporte ao lado, segundo Di Bernardo (2005).

7) SISTEMA DE LAVAGEM

7.1) CÁLCULO DA VELOCIDADE ASCENCIONAL DA ÁGUA

DADOS:

DIÂMETRO EQUIVALENTE

$$D_{eq} = 0,00065 \text{ m}$$

TEMPERATURA DA ÁGUA

$$T = 30 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

PESO ESPECÍFICO

$$\gamma = 9765 \text{ N/m}^3$$

MASSA ESPECÍFICA

$$\rho_a = 995,7 \text{ Kg/m}^3$$

VISCOSIDADE CINEMÁTICA

$$\nu = 0,000001 \text{ m}^2/\text{s}$$

VISCOSIDADE ABSOLUTA

$$\mu = 0,000798 \text{ Ns/m}^2$$

ACELERAÇÃO DA GRAVIDADE

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$d_{eq} = \sqrt{d_{sup} \cdot d_{inf}}$$

As equações utilizadas para determinar a velocidade ascencional foram calculadas segundo Libânio (2008).

NÚMERO DE GALILEU

$$Ga = 6980,98$$

$$Ga = \frac{D_{eq}^3 \cdot \rho_a \cdot (\rho_s - \rho_a) \cdot g}{\mu^2}$$

VELOCIDADE MINIMA DE FLUIDIZAÇÃO

$$V_{mf} = 0,004916 \text{ m/s}$$

$$V_{mf} = 0,294983 \text{ m/min}$$

$$V_{mf} = \left(\frac{\mu}{\rho_a \cdot D_{eq}} \right) \cdot \left[\sqrt{(33,7)^2 + 0,0408 \cdot Ga} - 33,7 \right]$$

$$V_a = 0,7 \text{ m/min}$$

$$V_a = 0,0117 \text{ m/s}$$

← VELOCIDADE ASCENCIONAL DA ÁGUA

7.2) EXPANSÃO DO MEIO FILTRANTE DURANTE A LAVAGEM

DADOS:

VELOCIDADE INTERTICIAL

$$V_i = 0,01167 \text{ m/s}$$

Cálculo de expansão do meio filtrante durante a lavagem segundo o método utilizado por Libânio (2008).

OBS: Equações usadas na planilha abaixo.

FÓRMULAS UTILIZADAS NA TABELA ABAIXO

Diâmetro Equivalente (d_{eqi})	$d_{eqi} = \sqrt{d_{sup} \cdot d_{inf}}$
Fração em peso de cada subcamada (i) do meio filtrante entre duas peneiras consecutivas	$X_i = \frac{L_i}{\sum L}$
Número de Galileu (Ga)	$Ga = \frac{D_{eq}^3 \cdot \gamma \cdot (\rho_s - \rho_a)}{\mu^2}$

ETA 5 - DF2

Reynolds Modificado (Re_m)	$Re_m = \frac{C_e \cdot d_{eq} \cdot V_l}{6 \cdot v \cdot (1 - Pe)}$
Velocidade mínima de fluidização (V_{mf})	$V_{mf} = \left(\frac{\mu}{\rho_a \cdot Deq} \right) \cdot \left[\sqrt{(33.7)^2 + 0.0408 \cdot Ga} - 33.7 \right]$
Equação modelo *	$A = \frac{Pe^3}{(1 - Pe)^2} \cdot \left(\frac{\gamma \cdot (\rho_g - \rho) \cdot Ce^3 \cdot d_{eq}^3}{216 \cdot \mu^2} \right)$

*O modelo apresentado pela equação abaixo, é válido para $Re_m > 0,2$, para porosidade $< 0,85$ quando $Re_m < 100$ e inferior a 0,90 quando $Re_m > 100$:

$$\log A = 0,56543 + 1,09348 \log Re_m + 0,17979 (\log Re_m)^2 - 0,00392 (\log Re_m)^4 - 1,5 (\log Ce)^2$$

Subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)
1	0,07800	0,00042	0,00030	0,11	0,000
2	0,07800	0,00059	0,00042	0,11	0,000
3	0,07800	0,00071	0,00059	0,11	0,001
4	0,06000	0,00084	0,00071	0,09	0,001
5	0,20000	0,00100	0,00084	0,28	0,001
6	0,11000	0,00190	0,00100	0,16	0,001
7	0,10000	0,01410	0,00190	0,14	0,005
Total	0,70		Total	1,00	

Ga	V_{mf} (m/s)	Pe_i	$x_i/(1-P_{ei})$	Re_m	A	Meta
1135	0,002	0,700	0,369	2,152	8,4	0,00
3129	0,003	0,612	0,285	2,336	9,3	0,00
6878	0,005	0,546	0,244	2,595	10,6	0,00
11684	0,007	0,503	0,172	2,832	11,8	0,00
19530	0,009	0,464	0,530	3,116	13,3	0,00
66437	0,016	0,381	0,252	4,054	18,7	0,00
3517546	0,054	0,197	0,177	11,737	81,5	0,00
Total			2,03			

POROSIDADE DO MEIO FILTRANTE EXPANDIDO

$P_e = 0,51$

EXPANSÃO DO MEIO FILTRANTE

$E = 21,78 \%$

ALTURA DO MEIO FILTRANTE EXPANDIDO

$L_e = 0,86 \text{ m}$

$$P_e = 1 - \frac{1}{\sum \frac{x_i}{(1 - P_{ei})}}$$

$$E(\%) = \frac{P_{fe} - P_{fo}}{1 - P_{fo}} \cdot 100$$

$$L_{fe} = L_{fo} \cdot \frac{(1 - P_o)}{(1 - P_e)}$$

META* : Artificio do programa EXCEL para realizar iterações. Iterações essas necessárias para o cálculo de expansão.

7.3 COLETA DE ÁGUA DE LAVAGEM E FILTRADA

VAZÃO DE LAVAGEM PARA O FILTRO (Q)

$$Q = 0,0132 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 47,50 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q = V_a \cdot A$$

Cálculo da calha de coleta de água de lavagem e filtrada segue segundo Richter (1995).

LARGURA ÚTIL (b)

$$b = 0,30 \text{ m}$$

ALTURA MÁXIMA DA ÁGUA (H)

$$H = 0,10 \text{ m}$$

$$H_{\text{adot}} = 0,30 \text{ m}$$

$$H = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{1,3 \cdot b}\right)^2}$$

7.4) CÁLCULO DA PERDA DE CARGA DURANTE A LAVAGEM

7.4.1) PERDA DE CARGA NO LEITO (AREIA)

$$h_f = 0,70 \text{ m}$$

Segundo Viana (2002),

$$\frac{H}{L} = \frac{(1 - P_0)(\rho_s - \rho_a)}{\rho_a}$$

7.4.2) PERDA DE CARGA NA CAMADA SUPORTE

$$h_f = 0,50 \text{ m}$$

7.4.3) PERDA DE CARGA NO SISTEMA DE DRENAGEM

Número de vigas por filtro N_v	2
Espaçamento entre os orifícios X_o (m)	0,2
Número de orifícios N_o	52
Diâmetro de cada orifício D_o (pol.)	0,75
Diâmetro de cada orifício D_o (m)	0,019
Área de cada orifício A_o (m ²)	0,0003
Vazão em cada orifício Q_o (m ³ /s)	0,0003
Velocidade de passagem pelo orifício V_o	0,890
Coefficiente de descarga C_d	0,61

Segundo Richter (1995),

$$h_o = \frac{\left(\frac{q_o}{C_d \cdot A}\right)^2}{2 \cdot g}$$

$$h_f = 0,109 \text{ m}$$

7.4.4) PERDA DE CARGA NAS PEÇAS E TUBULAÇÕES

7.4.4.1) Perdas de Carga na Tubulação de Sucção

Dimensionamento das tubulações

Velocidades máximas	Diâmetros	Velocidades	Verificações
$V_{la,m\acute{a}x} = 3,60 \text{ m/s}$	$D_{l,a} = 75 \text{ mm}$	$V_{la} = 2,99 \text{ m/s}$	OK!
$V_{le,m\acute{a}x} = 1,80 \text{ m/s}$	$D_{l,e} = 100 \text{ mm}$	$V_{le} = 1,68 \text{ m/s}$	OK!

$$\text{Diâmetro Ad. } d_{\text{adot}} = 0,075 \text{ m}$$

Sucção			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Válvula waffer	45D	3,375	m
Entrada	14,7D	1,1025	m
2x Tê de passagem	2x21,8D	3,27	m
Comp. Real	2	2	m
Comp. Total (L_s)		9,7475	m

Conhecendo-se a vazão ($Q = 0,0132 \text{ m}^3/\text{s}$), o diâmetro ($D = 0,075 \text{ m}$) e o coeficiente de rugosidade ($\varepsilon = 0,1 \text{ mm}$, para pvc), a perda de carga unitária na sucção (J_s) pode ser calculada pela equação a seguir

$$J_s = \frac{8 \cdot f \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \quad f = \frac{0,25}{\left(\log\left(\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot d}\right) + \left(\frac{5,74}{Re^{0,9}}\right)\right)^2} \quad Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d \cdot v}$$

$$Re = 279685,4$$

$$f = 0,03447$$

$$J_s = 0,20897$$

$$\Delta H_s = 2,036936$$

Portanto, a perda de carga total na sucção será:

$$\Delta H_s = J_s \cdot L_s$$

7.4.4.2 Perda de Carga na Tubulação de Recalque

Diâmetro Adot. $d_{\text{adot}} = 0,1 \text{ m}$

Recalque			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Saída	32D	3,2	m
Válvula waffer	45D	4,5	m
Curva 90°	12,8D	1,28	m
Comp. Real	2,05	2,05	m
Comp. Total (L_s)		11,03	m

Usando as mesmas equações da sucção, podemos calcular a perda de carga no recalque.

$$Re = 209764$$

$$f = 0,037906$$

$$J_r = 0,054533$$

$$\Delta H_r = 0,601498$$

7.4.5) CÁLCULO DA ALTURA MANOMÉTRICA (H_m)

ALTURA GEOMÉTRICA

$$H_g = 2,35 \text{ m}$$

SOMATÓRIO DAS PERDAS DE CARGA

$$\sum \Delta H = 3,95 \text{ m}$$

ALTURA MANOMÉTRICA

$$H_m = 6,30 \text{ m}$$

$$H_m = H_g + \sum \Delta H$$

7.5) BOMBA PARA LAVAGEM DO FILTRO

Para a seleção da bomba de lavagem do filtro, são indicados os parâmetros vazão (Q) e altura manométrica (H_m).

8) SISTEMA DE FILTRAÇÃO

8.1) PERDA DE CARGA DURANTE A FILTRAÇÃO

8.1.1) DETERMINAÇÃO DO DIÂMETRO DAS TUBULAÇÕES

Velocidades máximas	Diâmetros	Velocidades	Verificações
$V_{fa,máx} = 0,60 \text{ m/s}$	$D_{f,a} = 100 \text{ mm}$	$V_{fa} = 0,35 \text{ m/s}$	OK!
$V_{fe,máx} = 1,25 \text{ m/s}$	$D_{f,e} = 75 \text{ mm}$	$V_{fe} = 0,63 \text{ m/s}$	OK!

Diâmetro Adot. $d_{adot} = 0,1 \text{ m}$ (sucção)

Sucção			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Entrada	14,7D	1,47	m
Comp. Real	1,2	1,2	m
Comp. Total (L_r)		2,67	m

Conhecendo-se a vazão ($Q = 0,00278 \text{ m}^3/\text{s}$), o diâmetro ($D = 0,1 \text{ m}$) e o coeficiente de rugosidade ($\varepsilon = 0,1 \text{ mm}$, para pvc), a perda de carga unitária na sucção (J_s) pode ser calculada pela equação a seguir.

$$J_s = \frac{8 \cdot f \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \quad f = \frac{0,25}{\left(\log\left(\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot d}\right) + \left(\frac{5,74}{Re^{0,9}}\right)\right)^2} \quad Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d \cdot v}$$

$$Re = 44160,03$$

$$f = 0,037915$$

$$J_s = 0,002417$$

$$\Delta H_s = 0,006455$$

Diâmetro Adot. $d_{adot} = 0,075 \text{ m}$ (recalque)

Recalque			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Saída	32D	2,4	m
Válvula waffer	45D	3,375	m
Tê passagem direta	21,8D	1,635	m
2xCurva 90°	2x12,8D	1,92	m
Comp. Real	2,63	2,63	m
Comp. Total (L_s)		11,96	m

Usando as mesmas equações da sucção, podemos calcular a perda de carga no recalque.

$$Re = 58880,04$$

$$f = 0,034476$$

$$J_r = 0,009263$$

$$\Delta H_f = 0,110786$$

8.1.2) PERDA DE CARGA NO SISTEMA DE DRENAGEM

Número de vigas por filtro N_v	2
Espaçamento entre os orifícios X_o (m)	0,2
Número de orifícios N_o	52
Diâmetro de cada orifício D_o (pol.)	0,75
Diâmetro de cada orifício D_o (m)	0,01905
Área de cada orifício A_o (m ²)	0,000285015
Vazão em cada orifício Q_o (m ³ /s)	5,34188E-05
Velocidade de passagem pelo orifício V_o	0,187424829
Coeficiente de descarga C_d	0,61

Segundo Richter (1995),

$$h_o = \frac{\left(\frac{q_o}{C_d \cdot A} \right)^2}{2 \cdot g}$$

$$h_f = 0,005 \text{ m}$$

8.1.3) PERDA DE CARGA NO LEITO (AREIA)

CÁLCULO VELOCIDADE DE FILTRAÇÃO

$$V_f = 0,002456 \text{ m/s}$$

$$V_f = \frac{Q_f}{A_f}$$

Subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)	x_i/d_{eqi}
1	0,07800	0,00042	0,00030	0,11	0,0004	312,13
2	0,07800	0,00059	0,00042	0,11	0,0005	222,57
3	0,07800	0,00071	0,00059	0,11	0,0006	171,19
4	0,06000	0,00084	0,00071	0,09	0,0008	110,36
5	0,20000	0,00100	0,00084	0,28	0,0009	309,97
6	0,11000	0,00190	0,00100	0,16	0,0014	113,36
7	0,10000	0,01410	0,00190	0,14	0,0052	27,44
Total	0,70		Total	1,00	Total	1267,0

$$h_f = 0,408 \text{ m}$$

Segundo Libânio (2008),

$$\frac{H_f}{L_f} = \frac{180 \cdot \mu \cdot V \cdot L \cdot (1-P)^2}{\gamma \cdot P^3 \cdot C_e^2} \sum \frac{X_i}{(D_{eqi})^2}$$

8.1.4) PERDA DE CARGA NA CAMADA SUPORTE

Subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)	x_i/d_{eqi}
1	0,15	0,0381	0,0254	0,27	0,031	8,77
2	0,1	0,0254	0,0190	0,18	0,022	8,28
3	0,1	0,0190	0,0127	0,18	0,016	11,70
4	0,1	0,0127	0,0064	0,18	0,009	20,17
5	0,1	0,0064	0,0032	0,18	0,005	40,18
Total	0,55		Total	1,00	Total	89,09

$$h_f = 0,00072 \text{ m}$$

Segundo Libânio (2008),

$$\frac{H_f}{L_f} = \frac{180 \cdot \mu \cdot V \cdot L \cdot (1-P)^2}{\gamma \cdot P^3 \cdot C_e^2} \sum \frac{X_i}{(D_{eqi})^2}$$

8.1.5 PERDA DE CARGA NO VERTEDEDOR DE SAÍDA EM CAIXA INDIVIDUAL

ALTURA DA LÂMINA LÍQUIDA (h_f)

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

$$hf = \left[\frac{Q}{1,84 \times B} \right]^{2/3}$$

8.1.6) PERDA DE CARGA TOTAL (H_{Tfd}) - FILTRO DESCENDENTE

$$H_{Tfd} = 0,56047 \text{ m}$$

9) PERDA DE CARGA TOTAL (H_{TDF}) - DUPLA FILTRAÇÃO

$$H_{TDF} = 0,89381 \text{ m}$$

10) DIMENSIONAMENTO DA PLACA DE ORIFÍCIO

Diâmetro da placa de orifício

$$d = 50 \text{ mm}$$

$$d/D = 50 \%$$

Coeficiente de descarga

$$C_d = 0,61$$

Tempo de Mistura

$$t_m = 3 \text{ s}$$

Perda de Carga

$$h_p = 0,26 \text{ m}$$

Gradiente de velocidade

$$G = 1024 \text{ s}^{-1}$$

Ok!

Segundo Viana (2002), o Gradiente deve ser o maior possível economicamente, e nunca inferior a 1000 s^{-1}

RESULTADOS OBTIDOS POR FÓRMULAS

DADOS INSERIDOS

FILTRO ASCENDENTE

1) CÁLCULO DIÂMETRO E ÁREA DO FILTRO

VAZÃO DA ETA (Qf)

$$Q_f = 15 \text{ m}^3/\text{h}$$

TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL (Tas)

$$T_{as} = 150 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$$

ÁREA DO FILTRO (Af)

$$A_f = 2,400 \text{ m}^2$$

DIÂMETRO CÁLCULADO (D) E ADOTADO (Dadot)

$$D = 1,7 \text{ m}$$

$$D_{adot} = 2,0 \text{ m}$$

ÁREA DO FILTRO RECALCULADA (A)

$$A = 3,142 \text{ m}^2$$

TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL CORRIGIDA (Tas corr.)

$$T_{as,corr} = 114,592 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$$

Segundo Di Bernardo (2003)

$$A_f = \frac{Q_f \cdot 24}{T_{as}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot A_f}{\pi}}$$

$$A = \frac{\pi \cdot D_{adot}^2}{4}$$

$$T_{as\ corr} = \frac{Q_f \cdot 24}{A}$$

2) CARACTERÍSTICAS DO MEIO FILTRANTE

AREIA

Espessura da camada (L)	1,6	m	
Tamanho dos grãos	1,0	2,4	mm
Tamanho efetivo - d10	1,4	mm	
Coefficiente de desuniformidade (Cd)	1,7		
Coefficiente de esfericidade (Ce)	0,7		
Massa específica (ρ_s)	2650	Kg/m ³	
Porosidade (P)	0,40	m	

Segundo Di Bernardo (2003), o leito terá essas características ao lado.

CAMADA SUPORTE (PEDREGULHO)

Espessura da camada (L)	0,55	m	
Tamanho dos grãos	3,2	38,0	mm
Coefficiente de esfericidade (Ce)	0,85		
Porosidade (P)	0,45	m	
Massa específica (ρ_s)	2650	Kg/m ³	

Usou-se a camada suporte ao lado, segundo Di Bernardo (2005).

3) SISTEMA DE LAVAGEM

3.1) CÁLCULO DA VELOCIDADE ASCENCIONAL DA ÁGUA

DADOS:

DIÂMETRO EQUIVALENTE

$$D_{eq} = 0,001549 \text{ m}$$

TEMPERATURA DA ÁGUA

$$T = 30 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

PESO ESPECÍFICO

$$\gamma = 9765 \text{ N/m}^3$$

MASSA ESPECÍFICA

$$\rho_a = 995,7 \text{ Kg/m}^3$$

VISCOSIDADE CINEMÁTICA

$$\nu = 0,000001 \text{ m}^2/\text{s}$$

VISCOSIDADE ABSOLUTA

$$\mu = 0,000798 \text{ Ns/m}^2$$

ACELERAÇÃO DA GRAVIDADE

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$d_{eq} = \sqrt{d_{sup} \cdot d_{inf}}$$

As equações utilizadas para determinar a velocidade ascencional foram calculadas segundo Libânio (2008).

NÚMERO DE GALILEU

$$Ga = 94345,86$$

$$Ga = \frac{D_{eq}^3 \cdot \rho_a \cdot (\rho_s - \rho_a) \cdot g}{\mu^2}$$

VELOCIDADE MINIMA DE FLUIDIZAÇÃO

$$V_{mf} = 0,019092 \text{ m/s}$$

$$V_{mf} = 1,145512 \text{ m/min}$$

$$V_{mf} = \left(\frac{\mu}{\rho_a \cdot D_{eq}} \right) \cdot \left[\sqrt{(33,7)^2 + 0,0408 \cdot Ga} - 33,7 \right]$$

$$V_a = 1,2 \text{ m/min}$$

$$V_a = 0,02 \text{ m/s}$$

← VELOCIDADE ASCENCIONAL DA ÁGUA

3.2) EXPANSÃO DO MEIO FILTRANTE DURANTE A LAVAGEM

DADOS:

VELOCIDADE INTERTICIAL

$$V_i = 0,02000 \text{ m/s}$$

Cálculo de expansão do meio filtrante durante a lavagem segundo o método utilizado por Libânio (2008).
OBS: Equações usadas na planilha abaixo.

FÓRMULAS UTILIZADAS NA TABELA ABAIXO

Diâmetro Equivalente (d_{eqi})	$d_{eqi} = \sqrt{d_{sup} \cdot d_{inf}}$
Fração em peso de cada subcamada (i) do meio filtrante entre duas peneiras consecutivas	$X_i = \frac{L_i}{\sum L}$
Número de Galileu (Ga)	$Ga = \frac{D_{eq}^3 \cdot \gamma \cdot (\rho_s - \rho_a)}{\mu^2}$

Reynolds Modificado (Re_m)	$Re_m = \frac{C_e \cdot d_{eq} \cdot V_l}{6 \cdot v \cdot (1 - Pe)}$
Velocidade mínima de fluidização (V_{mf})	$V_{mf} = \left(\frac{\mu}{\rho_a \cdot Deq} \right) \cdot \left[\sqrt{(33,7)^2 + 0,0408 \cdot Ga} - 33,7 \right]$
Equação modelo *	$A = \frac{Pe^3}{(1 - Pe)^2} \cdot \left(\frac{\gamma \cdot (\rho_g - \rho) \cdot Ce^3 \cdot d_{eq}^3}{216 \cdot \mu^2} \right)$

*O modelo apresentado pela equação abaixo, é válido para $Re_m > 0,2$, para porosidade $< 0,85$ quando $Re_m < 100$ e inferior a 0,90 quando $Re_m > 100$:

$$\log A = 0,56543 + 1,09348 \log Re_m + 0,17979 (\log Re_m)^2 - 0,00392 (\log Re_m)^4 - 1,5 (\log Ce)^2$$

TABELA 1. Iterações para cálculo de expansão durante a lavagem

subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)
1	0,74	0,00119	0,00100	0,46	0,0011
2	0,39	0,00141	0,00119	0,24	0,0013
3	0,31	0,00168	0,00141	0,20	0,0015
4	0,08	0,00200	0,00168	0,05	0,0018
5	0,08	0,00240	0,00200	0,05	0,0022
Total	1,60		Total	1,00	

Ga	V_{mf} (m/s)	Pe_i	$x_i/(1 - Pe_i)$	Re_m	A	Meta*
32931	0,012	0,53	0,99	6,78	36,4	0,00
55135	0,015	0,49	0,48	7,43	41,3	0,00
92485	0,019	0,46	0,36	8,23	47,7	0,00
156239	0,023	0,42	0,08	9,21	55,9	0,00
266773	0,028	0,39	0,08	10,40	66,6	0,00
		Total	2,00			

POROSIDADE DO MEIO FILTRANTE EXPANDIDO

$$P_e = 0,50$$

EXPANSÃO DO MEIO FILTRANTE

$$E = 19,92 \%$$

ALTURA DO MEIO FILTRANTE EXPANDIDO

$$L_e = 1,92 \text{ m}$$

$$P_e = 1 - \frac{1}{\sum \frac{x_i}{(1 - P_{ei})}}$$

$$E(\%) = \frac{P_{fe} - P_{fo}}{1 - P_{fo}} \cdot 100$$

$$L_{fe} = L_{fo} \cdot \frac{(1 - P_o)}{(1 - P_e)}$$

META* : Artificio do programa EXCEL para realizar iterações. Iterações essas necessárias para o cálculo de expansão.

3.3 COLETA DE ÁGUA DE LAVAGEM E FILTRADA

VAZÃO DE LAVAGEM PARA O FILTRO (Q)

$$Q = 0,0628 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 226,19 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q = V_a \cdot A$$

Cálculo da calha de coleta de água de lavagem e filtrada segue segundo Richter (1995).

LARGURA ÚTIL (b)

$$b = 0,30 \text{ m}$$

ALTURA MÁXIMA DA ÁGUA (H)

$$H = 0,28 \text{ m}$$

$$H_{\text{adot}} = 0,30 \text{ m}$$

$$H = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{1,3 \cdot b}\right)^2}$$

3.4) CÁLCULO DA PERDA DE CARGA DURANTE A LAVAGEM

3.4.1) PERDA DE CARGA NO LEITO (AREIA)

$$h_f = 1,59 \text{ m}$$

Segundo Viana (2002),

$$\frac{H}{L} = \frac{(1 - P_0)(\rho_s - \rho_a)}{\rho_a}$$

3.4.2) PERDA DE CARGA NA CAMADA SUPORTE

$$h_f = 0,50 \text{ m}$$

3.4.3) PERDA DE CARGA NO SISTEMA DE DRENAGEM

Número de vigas por filtro N_v	4,00
Espaçamento entre os orifícios X_o (m)	0,20
Número de orifícios N_o	153
Diâmetro de cada orifício D_o (pol.)	0,75
Diâmetro de cada orifício D_o (m)	0,019
Área de cada orifício A_o (m ²)	0,0003
Vazão em cada orifício Q_o (m ³ /s)	0,0004
Velocidade de passagem pelo orifício V_o	1,44
Coefficiente de descarga C_d	0,61

Segundo Richter (1995),

$$h_o = \frac{\left(\frac{q_o}{C_d \cdot A}\right)^2}{2 \cdot g}$$

$$h_f = 0,284 \text{ m}$$

3.4.4) PERDA DE CARGA NAS PEÇAS E TUBULAÇÕES

3.4.4.1) Perdas de Carga na Tubulação de Sucção

Dimensionamento das tubulações

Velocidades máximas	Diâmetros	Velocidades	Verificações
$V_{la,máx} = 3,60 \text{ m/s}$	$D_{l,a} = 150 \text{ mm}$	$V_{la} = 3,56 \text{ m/s}$	OK!
$V_{le,máx} = 1,80 \text{ m/s}$	$D_{l,e} = 250 \text{ mm}$	$V_{le} = 1,28 \text{ m/s}$	OK!

$$\text{Diâmetro Adot. } d_{\text{adot}} = 0,15 \text{ m}$$

Sucção			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Entrada	14,7D	2,205	m
Curva 90°	12,8 D	1,92	m
Tê de passagem direta	2x21,8D	6,54	m
Válvula waffer	45D	6,75	m

ETA 6 - DF3

Comp. Real	4	4	m
Comp. Total (L_s)		21,415	m

Conhecendo-se a vazão (Q = 0,0628 m³/s), o diâmetro (D = 0,15 m) e o coeficiente de rugosidade (ε = 0,1 mm, para pvc), a perda de carga unitária na sucção (J_s) pode ser calculada pela equação a seguir.

$$J_s = \frac{8 \cdot f \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \quad f = \frac{0,25}{\left(\log\left(\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot d}\right) + \left(\frac{5,74}{Re^{0,9}}\right)\right)^2} \quad Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d \cdot v}$$

Portanto, a perda de carga total na sucção será:

$R_e = 663349,9$
 $f = 0,004813$
 $J_s = 0,020676$
 $\Delta H_s = 0,44277$

$$\Delta H_s = J_s \cdot L_s$$

3.4.4.2 Perda de Carga na Tubulação de Recalque

Diâmetro Adot. d_{adot} = 0,25 m

Recalque							
Acessório	Comp. equivalente (m)			Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Saída	32D	8	m	Válvula waffer	45D	11,25	m
curva 90° R/D =1	17,5D	4,375	m				
Tê passagem direta	21,8D	5,45	m				
Comp. Real	2,8	2,8	m	Comp. Total (L_s)		31,875	m

Usando as mesmas equações da sucção, podemos calcular a perda de carga no recalque.

$R_e = 398010$
 $f = 0,053081$
 $J_s = 0,017731$
 $\Delta H_s = 0,565189$

3.4.5) CÁLCULO DA ALTURA MANOMÉTRICA (H_m)

ALTURA GEOMÉTRICA

H_g = 3,45 m

SOMATÓRIO DAS PERDAS DE CARGA

$\Sigma \Delta H = 3,39 \text{ m}$

ALTURA MANOMÉTRICA

H_m = 6,84 m

$$H_m = H_g + \Sigma \Delta H$$

3.5) BOMBA PARA LAVAGEM DO FILTRO

Para a seleção da bomba de lavagem do filtro, são indicados os parâmetros vazão (Q) e altura manométrica (H_m).

4) SISTEMA DE FILTRAÇÃO

4.1) PERDA DE CARGA DURANTE A FILTRAÇÃO

4.1.1) DETERMINAÇÃO DO DIÂMETRO DAS TUBULAÇÕES

Velocidades máximas	Diâmetros	Velocidades	Verificações
$V_{fa,máx} = 0,60 \text{ m/s}$	$D_{f,a} = 100 \text{ mm}$	$V_{fa} = 0,53 \text{ m/s}$	OK!
$V_{fe,máx} = 1,25 \text{ m/s}$	$D_{f,e} = 100 \text{ mm}$	$V_{fe} = 0,53 \text{ m/s}$	OK!

Diâmetro Adot. $d_{adot} = 0,1 \text{ m}$ (sucção)

Sucção			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Entrada canalização	14,7D	1,47	m
Válvula waffer	45D	4,5	m
2xTê de passagem	2x21,8D	4,36	m
Comp. Real	1	1	m
Comp. Total (L_s)		11,33	m

Conhecendo-se a vazão ($Q = 0,00416 \text{ m}^3/\text{s}$), o diâmetro ($D = 0,1 \text{ m}$) e o coeficiente de rugosidade ($\varepsilon = 0,1 \text{ mm}$, para pvc), a perda de carga unitária na sucção (J_s) pode ser calculada pela equação a seguir.

$$J_s = \frac{8 \cdot f \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \quad f = \frac{0,25}{\left(\log\left(\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot d}\right) + \left(\frac{5,74}{Re^{0,9}}\right)\right)^2} \quad Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d \cdot v}$$

$$Re = 65984,64$$

$$f = 0,037912$$

$$J_s = 0,005439$$

$$\Delta H_s = 0,061621$$

Diâmetro Adot. $d_{adot} = 0,1 \text{ m}$ (recalque)

Recalque			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Saída	32D	3,2	m
Comp. Real	1,2	1,2	m
Comp. Total (L_r)		4,4	m

Usando as mesmas equações da sucção, podemos calcular a perda de carga no recalque. □

$$Re = 65984,64$$

$$f = 0,037912$$

$$J_s = 0,005439$$

$$\Delta H_s = 0,02393$$

4.1.2) PERDA DE CARGA NO SISTEMA DE DRENAGEM

Número de vigas por filtro N_v	4,00
Espaçamento entre os orifícios X_o (m)	0,20
Número de orifícios N_o	153
Diâmetro de cada orifício D_o (pol.)	0,75
Diâmetro de cada orifício D_o (m)	0,01905
Área de cada orifício A_o (m ²)	0,0002850
Vazão em cada orifício Q_o (m ³ /s)	0,0000272
Velocidade de passagem pelo orifício V_o	0,10
Coefficiente de descarga C_d	0,61

Segundo Richter (1995),

$$h_o = \frac{\left(\frac{q_o}{C_d \cdot A} \right)^2}{2 \cdot g}$$

$$h_f = 0,001 \text{ m}$$

4.1.3) PERDA DE CARGA NO LEITO (AREIA)

CÁLCULO VELOCIDADE DE FILTRAÇÃO

$$V_f = 0,001326 \text{ m/s}$$

$$V_f = \frac{Q_f}{A_f}$$

Subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)	x_i/d_{eqi}
1	0,73900	0,00119	0,00100	0,46	0,0011	424,20
2	0,39000	0,00141	0,00119	0,24	0,0013	188,53
3	0,31200	0,00168	0,00141	0,20	0,0015	126,94
4	0,07800	0,00200	0,00168	0,05	0,0018	26,65
5	0,07800	0,00240	0,00200	0,05	0,0022	22,29
Total	1,60		Total	1,00	Total	788,60

$$h_f = 0,222 \text{ m}$$

Segundo Libânio (2008),

$$\frac{H_f}{L_f} = \frac{180 \cdot \mu \cdot V \cdot L \cdot (1-P)^2}{\gamma \cdot P^3 \cdot C_e^2} \sum \frac{X_i}{(D_{eqi})^2}$$

4.1.4) PERDA DE CARGA NA CAMADA SUPORTE

Subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)	x_i/d_{eqi}
1	0,15	0,0381	0,0254	0,27	0,031	8,77
2	0,1	0,0254	0,0190	0,18	0,022	8,28
3	0,1	0,0190	0,0127	0,18	0,016	11,70
4	0,1	0,0127	0,0064	0,18	0,009	20,17
5	0,1	0,0064	0,0032	0,18	0,005	40,18
Total	0,55		Total	1,00	Total	89,09

$$h_f = 0,00039 \text{ m}$$

Segundo Libânio (2008),

$$\frac{H_f}{L_f} = \frac{180 \cdot \mu \cdot V \cdot L \cdot (1-P)^2}{\gamma \cdot P^3 \cdot C_e^2} \sum \frac{X_i}{(D_{eqi})^2}$$

4.1.5 PERDA DE CARGA NO VERTEDOR DE SAÍDA EM CAIXA INDIVIDUAL

ALTURA DA LÂMINA LÍQUIDA (h_f)

$$h_f = 0,04 \text{ m}$$

$$h_f = \left[\frac{Q}{1,84 \times B} \right]^{2/3}$$

4.1.6 PERDA DE CARGA TOTAL (H_{Tfa}) - FILTRO ASCENDENTE

$$H_{Tfa} = 0,34813 \text{ m}$$

FILTRO DESCENDENTE

5) CÁLCULO DIÂMETRO E ÁREA DO FILTRO

VAZÃO DA ETA (Q_f)

$$Q_f = 15 \text{ m}^3/\text{h}$$

TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL (T_{as})

$$T_{as} = 280 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$$

ÁREA DO FILTRO (A_f)

$$A_f = 1,286 \text{ m}^2$$

DIÂMETRO CÁLCULADO (D) E ADOTADO (D_{adot})

$$D = 1,3 \text{ m}$$

$$D_{adot} = 1,5 \text{ m}$$

ÁREA DO FILTRO RECALCULADA (A)

$$A = 1,767 \text{ m}^2$$

TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL CORRIGIDA ($T_{as,corr}$)

$$T_{as,corr} = 203,718 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$$

Segundo Di Bernardo (2003)

$$A_f = \frac{Q_f \cdot 24}{T_{as}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot A_f}{\pi}}$$

$$A = \frac{\pi \cdot D_{adot}^2}{4}$$

$$T_{as,corr} = \frac{Q_f \cdot 24}{A}$$

6) CARACTERÍSTICAS DO MEIO FILTRANTE

AREIA			
Espessura da camada (L)	0,7	m	
Tamanho dos grãos	0,3	1,4	mm
Tamanho efetivo - d10	0,43	mm	
Coefficiente de desuniformidade (Cd)	1,7		
Coefficiente de esfericidade (Ce)	0,75		
Massa específica (ρ_s)	2650	Kg/m ³	
Porosidade (P)	0,40	m	

Segundo Di Bernardo (2003), o leito terá essas características ao lado.

CAMADA SUPORTE (PEDREGULHO)			
Espessura da camada (L)	0,55	m	
Tamanho dos grãos	3,2	38,0	mm
Coefficiente de esfericidade (Ce)	0,85		
Porosidade (P)	0,45	m	
Massa específica (ρ_s)	2650	Kg/m ³	

Usou-se a camada suporte ao lado, segundo Di Bernardo (2005).

7) SISTEMA DE LAVAGEM

7.1) CÁLCULO DA VELOCIDADE ASCENCIONAL DA ÁGUA

DADOS:

DIÂMETRO EQUIVALENTE

$$D_{eq} = 0,00065 \text{ m}$$

TEMPERATURA DA ÁGUA

$$T = 30 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

PESO ESPECÍFICO

$$\gamma = 9765 \text{ N/m}^3$$

MASSA ESPECÍFICA

$$\rho_a = 995,7 \text{ Kg/m}^3$$

VISCOSIDADE CINEMÁTICA

$$\nu = 0,000001 \text{ m}^2/\text{s}$$

VISCOSIDADE ABSOLUTA

$$\mu = 0,000798 \text{ Ns/m}^2$$

ACELERAÇÃO DA GRAVIDADE

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$d_{eq} = \sqrt{d_{sup} \cdot d_{inf}}$$

As equações utilizadas para determinar a velocidade ascencional foram calculadas segundo Libânio (2008).

NÚMERO DE GALILEU

$$Ga = 6980,98$$

$$Ga = \frac{D_{eq}^3 \cdot \rho_a \cdot (\rho_s - \rho_a) \cdot g}{\mu^2}$$

VELOCIDADE MINIMA DE FLUIDIZAÇÃO

$$V_{mf} = 0,004916 \text{ m/s}$$

$$V_{mf} = 0,294983 \text{ m/min}$$

$$V_{mf} = \left(\frac{\mu}{\rho_a \cdot D_{eq}} \right) \cdot \left[\sqrt{(33,7)^2 + 0,0408 \cdot Ga} - 33,7 \right]$$

$$V_a = 0,7 \text{ m/min}$$

$$V_a = 0,0117 \text{ m/s}$$



VELOCIDADE ASCENCIONAL DA ÁGUA

7.2) EXPANSÃO DO MEIO FILTRANTE DURANTE A LAVAGEM

DADOS:

VELOCIDADE INTERTICIAL

$$V_i = 0,01167 \text{ m/s}$$

Cálculo de expansão do meio filtrante durante a lavagem segundo o método utilizado por Libânio (2008).

OBS: Equações usadas na planilha abaixo.

FÓRMULAS UTILIZADAS NA TABELA ABAIXO

Diâmetro Equivalente (d_{eqi})	$d_{eqi} = \sqrt{d_{sup} \cdot d_{inf}}$
Fração em peso de cada subcamada (i) do meio filtrante entre duas peneiras consecutivas	$X_i = \frac{L_i}{\sum L}$
Número de Galileu (Ga)	$Ga = \frac{D_{eq}^3 \cdot \gamma \cdot (\rho_s - \rho_a)}{\mu^2}$

ETA 6 - DF3

Reynolds Modificado (Re_m)	$Re_m = \frac{C_e \cdot d_{eq} \cdot V_l}{6 \cdot v \cdot (1 - Pe)}$
Velocidade mínima de fluidização (V_{mf})	$V_{mf} = \left(\frac{\mu}{\rho_a \cdot Deq} \right) \cdot \left[\sqrt{(33.7)^2 + 0.0408 \cdot Ga} - 33.7 \right]$
Equação modelo *	$A = \frac{Pe^3}{(1 - Pe)^2} \cdot \left(\frac{\gamma \cdot (\rho_g - \rho) \cdot Ce^3 \cdot d_{eq}^3}{216 \cdot \mu^2} \right)$

*O modelo apresentado pela equação abaixo, é válido para $Re_m > 0,2$, para porosidade $< 0,85$ quando $Re_m < 100$ e inferior a $0,90$ quando $Re_m > 100$:

$$\log A = 0,56543 + 1,09348 \log Re_m + 0,17979 (\log Re_m)^2 - 0,00392 (\log Re_m)^4 - 1,5 (\log Ce)^2$$

Subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)
1	0,07800	0,00042	0,00030	0,11	0,000
2	0,07800	0,00059	0,00042	0,11	0,000
3	0,07800	0,00071	0,00059	0,11	0,001
4	0,06000	0,00084	0,00071	0,09	0,001
5	0,20000	0,00100	0,00084	0,28	0,001
6	0,11000	0,00190	0,00100	0,16	0,001
7	0,10000	0,01410	0,00190	0,14	0,005
Total	0,70		Total	1,00	

Ga	V_{mf} (m/s)	Pe_i	$x_i/(1-P_{ei})$	Re_m	A	Meta
1135	0,002	0,700	0,369	2,152	8,4	0,00
3129	0,003	0,612	0,285	2,336	9,3	0,00
6878	0,005	0,546	0,244	2,595	10,6	0,00
11684	0,007	0,503	0,172	2,832	11,8	0,00
19530	0,009	0,464	0,530	3,116	13,3	0,00
66437	0,016	0,381	0,252	4,054	18,7	0,00
3517546	0,054	0,197	0,177	11,737	81,5	0,00
Total			2,03			

POROSIDADE DO MEIO FILTRANTE EXPANDIDO

$$P_e = 0,51$$

EXPANSÃO DO MEIO FILTRANTE

$$E = 21,78 \%$$

ALTURA DO MEIO FILTRANTE EXPANDIDO

$$L_e = 0,86 \text{ m}$$

$$P_e = 1 - \frac{1}{\sum \frac{x_i}{(1 - P_{ei})}}$$

$$E(\%) = \frac{P_{fe} - P_{fo}}{1 - P_{fo}} \cdot 100$$

$$L_{fe} = L_{fo} \cdot \frac{(1 - P_o)}{(1 - P_e)}$$

META* : Artificio do programa EXCEL para realizar iterações. Iterações essas necessárias para o cálculo de expansão.

7.3 COLETA DE ÁGUA DE LAVAGEM E FILTRADA

VAZÃO DE LAVAGEM PARA O FILTRO (Q)

$$Q = 0,0206 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 74,22 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q = V_a \cdot A$$

Cálculo da calha de coleta de água de lavagem e filtrada segue segundo Richter (1995).

LARGURA ÚTIL (b)

$$b = 0,30 \text{ m}$$

ALTURA MÁXIMA DA ÁGUA (H)

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

$$H_{\text{adot}} = 0,30 \text{ m}$$

$$H = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{1,3 \cdot b}\right)^2}$$

7.4) CÁLCULO DA PERDA DE CARGA DURANTE A LAVAGEM

7.4.1) PERDA DE CARGA NO LEITO (AREIA)

$$h_f = 0,70 \text{ m}$$

Segundo Viana (2002),

$$\frac{H}{L} = \frac{(1 - P_0)(\rho_s - \rho_a)}{\rho_a}$$

7.4.2) PERDA DE CARGA NA CAMADA SUPORTE

$$h_f = 0,50 \text{ m}$$

7.4.3) PERDA DE CARGA NO SISTEMA DE DRENAGEM

Número de vigas por filtro N_v	3
Espaçamento entre os orifícios X_o (m)	0,2
Número de orifícios N_o	84
Diâmetro de cada orifício D_o (pol.)	0,75
Diâmetro de cada orifício D_o (m)	0,019
Área de cada orifício A_o (m ²)	0,0003
Vazão em cada orifício Q_o (m ³ /s)	0,0002
Velocidade de passagem pelo orifício V_o	0,861
Coefficiente de descarga C_d	0,61

Segundo Richter (1995),

$$h_o = \frac{\left(\frac{q_o}{C_d \cdot A}\right)^2}{2 \cdot g}$$

$$h_f = 0,102 \text{ m}$$

7.4.4) PERDA DE CARGA NAS PEÇAS E TUBULAÇÕES

7.4.4.1) Perdas de Carga na Tubulação de Sucção

Dimensionamento das tubulações

Velocidades máximas	Diâmetros	Velocidades	Verificações
$V_{la,máx} = 3,60 \text{ m/s}$	$D_{l,a} = 100 \text{ mm}$	$V_{la} = 2,63 \text{ m/s}$	OK!
$V_{le,máx} = 1,80 \text{ m/s}$	$D_{l,e} = 150 \text{ mm}$	$V_{le} = 1,17 \text{ m/s}$	OK!

$$\text{Diâmetro Ad. } d_{\text{adot}} = 0,1 \text{ m}$$

Sucção			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Válvula waffer	45D	4,5	m
Entrada	14,7D	1,47	m
2x Tê de passagem	2x21,8D	4,36	m
Comp. Real	2	2	m
Comp. Total (L_s)		12,33	m

Conhecendo-se a vazão ($Q = 0,0206 \text{ m}^3/\text{s}$), o diâmetro ($D = 0,1 \text{ m}$) e o coeficiente de rugosidade ($\varepsilon = 0,1 \text{ mm}$, para pvc), a perda de carga unitária na sucção (J_s) pode ser calculada pela equação a seguir

$$J_s = \frac{8 \cdot f \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \quad f = \frac{0,25}{\left(\log\left(\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot d}\right) + \left(\frac{5,74}{Re^{0,9}}\right)\right)^2} \quad Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d \cdot v}$$

$$Re = 327756,3$$

$$f = 0,037906$$

$$J_s = 0,133134$$

$$\Delta H_s = 1,641539$$

Portanto, a perda de carga total na sucção será:

$$\Delta H_s = J_s \cdot L_s$$

7.4.4.2 Perda de Carga na Tubulação de Recalque

Diâmetro Adot. $d_{\text{adot}} = 0,15 \text{ m}$

Recalque			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Saída	32D	4,8	m
Válvula waffer	45D	6,75	m
Curva 90°	12,8D	1,92	m
Comp. Real	2,05	2,05	m
Comp. Total (L_s)		15,52	m

Usando as mesmas equações da sucção, podemos calcular a perda de carga no recalque.

$$Re = 218504,2$$

$$f = 0,043693$$

$$J_r = 0,020209$$

$$\Delta H_r = 0,31364$$

7.4.5) CÁLCULO DA ALTURA MANOMÉTRICA (H_m)

ALTURA GEOMÉTRICA

$$H_g = 2,35 \text{ m}$$

SOMATÓRIO DAS PERDAS DE CARGA

$$\sum \Delta H = 3,26 \text{ m}$$

ALTURA MANOMÉTRICA

$$H_m = 5,61 \text{ m}$$

$$H_m = H_g + \sum \Delta H$$

7.5) BOMBA PARA LAVAGEM DO FILTRO

Para a seleção da bomba de lavagem do filtro, são indicados os parâmetros vazão (Q) e altura manométrica (H_m).

8) SISTEMA DE FILTRAÇÃO

8.1) PERDA DE CARGA DURANTE A FILTRAÇÃO

8.1.1) DETERMINAÇÃO DO DIÂMETRO DAS TUBULAÇÕES

Velocidades máximas	Diâmetros	Velocidades	Verificações
$V_{fa,máx} = 0,60 \text{ m/s}$	$D_{f,a} = 100 \text{ mm}$	$V_{fa} = 0,53 \text{ m/s}$	OK!
$V_{fe,máx} = 1,25 \text{ m/s}$	$D_{f,e} = 75 \text{ mm}$	$V_{fe} = 0,94 \text{ m/s}$	OK!

Diâmetro Adot. $d_{adot} = 0,1 \text{ m}$ (sucção)

Sucção			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Entrada	14,7D	1,47	m
Comp. Real	1,2	1,2	m
Comp. Total (L_r)		2,67	m

Conhecendo-se a vazão ($Q = 0,00416 \text{ m}^3/\text{s}$), o diâmetro ($D = 0,1 \text{ m}$) e o coeficiente de rugosidade ($\epsilon = 0,1 \text{ mm}$, para pvc), a perda de carga unitária na sucção (J_s) pode ser calculada pela equação a seguir.

$$J_s = \frac{8 \cdot f \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \quad f = \frac{0,25}{\left(\log\left(\frac{\epsilon}{3,7 \cdot d}\right) + \left(\frac{5,74}{Re^{0,9}}\right)\right)^2} \quad Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d \cdot v}$$

$$Re = 66240,04$$

$$f = 0,037911$$

$$J_s = 0,005439$$

$$\Delta H_s = 0,014521$$

Diâmetro Adot. $d_{adot} = 0,075 \text{ m}$ (recalque)

Recalque			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Saída	32D	2,4	m
Válvula waffer	45D	3,375	m
Tê passagem direta	21,8D	1,635	m
2x Curva 90°	2x12,8D	1,92	m
Comp. Real	2,63	2,63	m
Comp. Total (L_s)		11,96	m

Usando as mesmas equações da sucção, podemos calcular a perda de carga no recalque.

$$Re = 88320,05$$

$$f = 0,034474$$

$$J_r = 0,02084$$

$$\Delta H_f = 0,249251$$

8.1.2) PERDA DE CARGA NO SISTEMA DE DRENAGEM

Número de vigas por filtro N_v	3
Espaçamento entre os orifícios X_o (m)	0,2
Número de orifícios N_o	84
Diâmetro de cada orifício D_o (pol.)	0,75
Diâmetro de cada orifício D_o (m)	0,01905
Área de cada orifício A_o (m ²)	0,000285015
Vazão em cada orifício Q_o (m ³ /s)	4,96032E-05
Velocidade de passagem pelo orifício V_o	0,174037341
Coefficiente de descarga C_d	0,61

Segundo Richter (1995),

$$h_o = \frac{\left(\frac{q_o}{C_d \cdot A} \right)^2}{2 \cdot g}$$

$$h_f = 0,004 \text{ m}$$

8.1.3) PERDA DE CARGA NO LEITO (AREIA)

CÁLCULO VELOCIDADE DE FILTRAÇÃO

$$V_f = 0,002358 \text{ m/s}$$

$$V_f = \frac{Q_f}{A_f}$$

Subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)	x_i/d_{eqi}
1	0,07800	0,00042	0,00030	0,11	0,0004	312,13
2	0,07800	0,00059	0,00042	0,11	0,0005	222,57
3	0,07800	0,00071	0,00059	0,11	0,0006	171,19
4	0,06000	0,00084	0,00071	0,09	0,0008	110,36
5	0,20000	0,00100	0,00084	0,28	0,0009	309,97
6	0,11000	0,00190	0,00100	0,16	0,0014	113,36
7	0,10000	0,01410	0,00190	0,14	0,0052	27,44
Total	0,70		Total	1,00	Total	1267,0

$$h_f = 0,392 \text{ m}$$

Segundo Libânio (2008),

$$\frac{H_f}{L_f} = \frac{180 \cdot \mu \cdot V \cdot L \cdot (1-P)^2}{\gamma \cdot P^3 \cdot C_e^2} \sum \frac{X_i}{(D_{eqi})^2}$$

8.1.4) PERDA DE CARGA NA CAMADA SUPORTE

Subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)	x_i/d_{eqi}
1	0,15	0,0381	0,0254	0,27	0,031	8,77
2	0,1	0,0254	0,0190	0,18	0,022	8,28
3	0,1	0,0190	0,0127	0,18	0,016	11,70
4	0,1	0,0127	0,0064	0,18	0,009	20,17
5	0,1	0,0064	0,0032	0,18	0,005	40,18
Total	0,55		Total	1,00	Total	89,09

$$h_f = 0,00070 \text{ m}$$

Segundo Libânio (2008),

$$\frac{H_f}{L_f} = \frac{180 \cdot \mu \cdot V \cdot L \cdot (1-P)^2}{\gamma \cdot P^3 \cdot C_e^2} \sum \frac{X_i}{(D_{eqi})^2}$$

8.1.5 PERDA DE CARGA NO VERTEDOR DE SAÍDA EM CAIXA INDIVIDUAL

ALTURA DA LÂMINA LÍQUIDA (h_f)

$$h_f = 0,04 \text{ m}$$

$$hf = \left[\frac{Q}{1,84 \times B} \right]^{2/3}$$

8.1.6) PERDA DE CARGA TOTAL (H_{Tfd}) - FILTRO DESCENDENTE

$$H_{Tfd} = 0,69910 \text{ m}$$

9) PERDA DE CARGA TOTAL (H_{TDF}) - DUPLA FILTRAÇÃO

$$H_{TDF} = 1,04722 \text{ m}$$

10) DIMENSIONAMENTO DA PLACA DE ORIFÍCIO

Diâmetro da placa de orifício

$$d = 60 \text{ mm}$$

$$d/D = 60 \%$$

Coeficiente de descarga

$$C_d = 0,61$$

Tempo de Mistura

$$t_m = 3 \text{ s}$$

Perda de Carga

$$h_p = 0,26 \text{ m}$$

Gradiente de velocidade

$$G = 1027 \text{ s}^{-1}$$

Ok!

Segundo Viana (2002), o Gradiente deve ser o maior possível economicamente, e nunca inferior a 1000 s^{-1}

	RESULTADOS OBTIDOS POR FÓRMULAS
	DADOS INSERIDOS

FILTRO ASCENDENTE

1) CÁLCULO DIÂMETRO E ÁREA DO FILTRO

VAZÃO DA ETA (Qf)

$$Q_f = 5 \text{ m}^3/\text{h}$$

TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL (Tas)

$$T_{as} = 180 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$$

ÁREA DO FILTRO (Af)

$$A_f = 0,667 \text{ m}^2$$

DIÂMETRO CÁLCULADO (D) E ADOTADO (D_{adot})

$$D = 0,9 \text{ m}$$

$$D_{adot} = 1,0 \text{ m}$$

ÁREA DO FILTRO RECALCULADA (A)

$$A = 0,785 \text{ m}^2$$

TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL CORRIGIDA (T_{as corr.})

$$T_{as,corr} = 152,789 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$$

Segundo Di Bernardo (2003)

$$A_f = \frac{Q_f \cdot 24}{T_{as}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot A_f}{\pi}}$$

$$A = \frac{\pi \cdot D_{adot}^2}{4}$$

$$T_{as\ corr} = \frac{Q_f \cdot 24}{A}$$

2) CARACTERÍSTICAS DO MEIO FILTRANTE

AREIA

Espessura da camada (L)	1,6	m		
Tamanho dos grãos	1,0	2,4	mm	
Tamanho efetivo - d ₁₀	1,4	mm		
Coefficiente de desuniformidade (Cd)	1,7			
Coefficiente de esfericidade (Ce)	0,7			
Massa específica (ρ _s)	2650	Kg/m ³		
Porosidade (P)	0,40	m		

Segundo Di Bernardo (2003), o leito terá essas características ao lado.

CAMADA SUPORTE (PEDREGULHO)

Espessura da camada (L)	0,55	m		
Tamanho dos grãos	3,2	38,0	mm	
Coefficiente de esfericidade (Ce)	0,85			
Porosidade (P)	0,45	m		
Massa específica (ρ _s)	2650	Kg/m ³		

Usou-se a camada suporte ao lado, segundo Di Bernardo (2005).

3) SISTEMA DE LAVAGEM

3.1) CÁLCULO DA VELOCIDADE ASCENCIONAL DA ÁGUA

DADOS:

DIÂMETRO EQUIVALENTE

$$D_{eq} = 0,001549 \text{ m}$$

TEMPERATURA DA ÁGUA

$$T = 30 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

PESO ESPECÍFICO

$$\gamma = 9765 \text{ N/m}^3$$

MASSA ESPECÍFICA

$$\rho_a = 995,7 \text{ Kg/m}^3$$

VISCOSIDADE CINEMÁTICA

$$\nu = 0,000001 \text{ m}^2/\text{s}$$

VISCOSIDADE ABSOLUTA

$$\mu = 0,000798 \text{ Ns/m}^2$$

ACELERAÇÃO DA GRAVIDADE

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$d_{eq} = \sqrt{d_{sup} \cdot d_{inf}}$$

As equações utilizadas para determinar a velocidade ascencional foram calculadas segundo Libânio (2008).

NÚMERO DE GALILEU

$$Ga = 94345,86$$

$$Ga = \frac{D_{eq}^3 \cdot \rho_a \cdot (\rho_s - \rho_a) \cdot g}{\mu^2}$$

VELOCIDADE MINIMA DE FLUIDIZAÇÃO

$$V_{mf} = 0,019092 \text{ m/s}$$

$$V_{mf} = 1,145512 \text{ m/min}$$

$$V_{mf} = \left(\frac{\mu}{\rho_a \cdot D_{eq}} \right) \cdot \left[\sqrt{(33,7)^2 + 0,0408 \cdot Ga} - 33,7 \right]$$

$$V_a = 1,2 \text{ m/min}$$

$$V_a = 0,02 \text{ m/s}$$



VELOCIDADE ASCENCIONAL DA ÁGUA

3.2) EXPANSÃO DO MEIO FILTRANTE DURANTE A LAVAGEM

DADOS:

VELOCIDADE INTERTICIAL

$$V_i = 0,020 \text{ m/s}$$

Cálculo de expansão do meio filtrante durante a lavagem segundo o método utilizado por Libânio (2008).

OBS: Equações usadas na planilha abaixo.

FÓRMULAS UTILIZADAS NA TABELA ABAIXO

Diâmetro Equivalente (d_{eqi})	$d_{eqi} = \sqrt{d_{sup} \cdot d_{inf}}$
Fração em peso de cada subcamada (i) do meio filtrante entre duas peneiras consecutivas	$X_i = \frac{L_i}{\sum L}$
Número de Galileu (Ga)	$Ga = \frac{D_{eq}^3 \cdot \gamma \cdot (\rho_s - \rho_a)}{\mu^2}$

Reynolds Modificado (Re_m)	$Re_m = \frac{C_e \cdot d_{eq} \cdot V_l}{6 \cdot v \cdot (1 - Pe)}$
Velocidade mínima de fluidização (V_{mf})	$V_{mf} = \left(\frac{\mu}{\rho_a \cdot Deq} \right) \cdot \left[\sqrt{(33,7)^2 + 0,0408 \cdot Ga} - 33,7 \right]$
Equação modelo *	$A = \frac{Pe^3}{(1 - Pe)^2} \cdot \left(\frac{\gamma \cdot (\rho_g - \rho) \cdot Ce^3 \cdot d_{eq}^3}{216 \cdot \mu^2} \right)$

*O modelo apresentado pela equação abaixo, é válido para $Re_m > 0,2$, para porosidade $< 0,85$ quando $Re_m < 100$ e inferior a 0,90 quando $Re_m > 100$:

$$\log A = 0,56543 + 1,09348 \log Re_m + 0,17979 (\log Re_m)^2 - 0,00392 (\log Re_m)^4 - 1,5 (\log Ce)^2$$

TABELA 1. Iterações para cálculo de expansão durante a lavagem

subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)
1	0,74	0,00119	0,00100	0,46	0,0011
2	0,39	0,00141	0,00119	0,24	0,0013
3	0,31	0,00168	0,00141	0,20	0,0015
4	0,08	0,00200	0,00168	0,05	0,0018
5	0,08	0,00240	0,00200	0,05	0,0022
Total	1,60		Total	1,00	

Ga	V_{mf} (m/s)	Pe_i	$x_i/(1 - Pe_i)$	Re_m	A	Meta*
32931	0,012	0,53	0,99	6,78	36,4	0,00
55135	0,015	0,49	0,48	7,43	41,3	0,00
92485	0,019	0,46	0,36	8,23	47,7	0,00
156239	0,023	0,42	0,08	9,21	55,9	0,00
266773	0,028	0,39	0,08	10,40	66,6	0,00
		Total	2,00			

POROSIDADE DO MEIO FILTRANTE EXPANDIDO

$$P_e = 0,50$$

EXPANSÃO DO MEIO FILTRANTE

$$E = 19,92 \%$$

ALTURA DO MEIO FILTRANTE EXPANDIDO

$$L_e = 1,92 \text{ m}$$

$$P_e = 1 - \frac{1}{\sum \frac{x_i}{(1 - P_{ei})}}$$

$$E(\%) = \frac{P_{fe} - P_{fo}}{1 - P_{fo}} \cdot 100$$

$$L_{fe} = L_{fo} \cdot \frac{(1 - P_o)}{(1 - P_e)}$$

META* : Artificio do programa EXCEL para realizar iterações. Iterações essas necessárias para o cálculo de expansão.

3.3 COLETA DE ÁGUA DE LAVAGEM E FILTRADA

VAZÃO DE LAVAGEM PARA O FILTRO (Q)

$$Q = 0,0157 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 56,55 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q = V_a \cdot A$$

Cálculo da calha de coleta de água de lavagem e filtrada segue segundo Richter (1995).

LARGURA ÚTIL (b)

$$b = 0,30 \text{ m}$$

ALTURA MÁXIMA DA ÁGUA (H)

$$H = 0,11 \text{ m}$$

$$H_{\text{adot}} = 0,30 \text{ m}$$

$$H = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{1,3 \cdot b}\right)^2}$$

3.4) CÁLCULO DA PERDA DE CARGA DURANTE A LAVAGEM

3.4.1) PERDA DE CARGA NO LEITO (AREIA)

$$h_f = 1,59 \text{ m}$$

Segundo Viana (2002),

$$\frac{H}{L} = \frac{(1 - P_0)(\rho_s - \rho_a)}{\rho_a}$$

3.4.2) PERDA DE CARGA NA CAMADA SUPORTE

$$h_f = 0,50 \text{ m}$$

3.4.3) PERDA DE CARGA NO SISTEMA DE DRENAGEM

Número de vigas por filtro N_v	2,00
Espaçamento entre os orifícios X_o (m)	0,20
Número de orifícios N_o	42
Diâmetro de cada orifício D_o (pol.)	0,75
Diâmetro de cada orifício D_o (m)	0,019
Área de cada orifício A_o (m ²)	0,0003
Vazão em cada orifício Q_o (m ³ /s)	0,0004
Velocidade de passagem pelo orifício V_o	1,31
Coefficiente de descarga C_d	0,61

Segundo Richter (1995),

$$h_o = \frac{\left(\frac{q_o}{C_d \cdot A}\right)^2}{2 \cdot g}$$

$$h_f = 0,236 \text{ m}$$

3.4.4) PERDA DE CARGA NAS PEÇAS E TUBULAÇÕES

3.4.4.1) Perdas de Carga na Tubulação de Sucção

Dimensionamento das tubulações

Velocidades máximas	Diâmetros	Velocidades	Verificações
$V_{la,m\acute{a}x} = 3,60 \text{ m/s}$	$D_{l,a} = 75 \text{ mm}$	$V_{la} = 3,56 \text{ m/s}$	OK!
$V_{le,m\acute{a}x} = 1,80 \text{ m/s}$	$D_{l,e} = 150 \text{ mm}$	$V_{le} = 0,89 \text{ m/s}$	OK!

$$\text{Diâmetro Adot. } d_{\text{adot}} = 0,075 \text{ m}$$

Sucção			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Entrada	14,7D	1,1025	m
Curva 90°	12,8 D	0,96	m
Tê de passagem direta	2x21,8D	3,27	m
Válvula waffer	45D	3,375	m

ETA 7 - OFA1

Comp. Real	4	4	m
Comp. Total (L_s)		12,708	m

Conhecendo-se a vazão (Q = 0,0157 m³/s), o diâmetro (D = 0,075 m) e o coeficiente de rugosidade (ε = 0,1 mm, para pvc), a perda de carga unitária na sucção (J_s) pode ser calculada pela equação a seguir:

$$J_s = \frac{8 \cdot f \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \quad f = \frac{0,25}{\left(\log\left(\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot d}\right) + \left(\frac{5,74}{Re^{0,9}}\right)\right)^2} \quad Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d \cdot v}$$

Portanto, a perda de carga total na sucção será:

$R_e = 331675$
 $f = 0,001203$
 $J_s = 0,010338$
 $\Delta H_s = 0,131368$

$$\Delta H_s = J_s \cdot L_s$$

3.4.4.2 Perda de Carga na Tubulação de Recalque

Diâmetro Adot. d_{adot} = 0,15 m

Recalque							
Acessório	Comp. equivalente (m)			Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Saída	32D	4,8	m	Válvula waffer	45D	6,75	m
curva 90° R/D =1	17,5D	2,625	m				
Tê passagem direta	21,8D	3,27	m				
Comp. Real	2,8	2,8	m	Comp. Total (L_s)		20,245	m

Usando as mesmas equações da sucção, podemos calcular a perda de carga no recalque.

$R_e = 165837,5$
 $f = 0,043694$
 $J_s = 0,011731$
 $\Delta H_s = 0,237502$

3.4.5) CÁLCULO DA ALTURA MANOMÉTRICA (H_m)

ALTURA GEOMÉTRICA

H_g = 3,45 m

SOMATÓRIO DAS PERDAS DE CARGA

$\Sigma \Delta H = 2,70 \text{ m}$

ALTURA MANOMÉTRICA

H_m = 6,15 m

$$H_m = H_g + \Sigma \Delta H$$

3.5) BOMBA PARA LAVAGEM DO FILTRO

Para a seleção da bomba de lavagem do filtro, são indicados os parâmetros vazão (Q) e altura manométrica (H_m).

4) SISTEMA DE FILTRAÇÃO

4.1) PERDA DE CARGA DURANTE A FILTRAÇÃO

4.1.1) DETERMINAÇÃO DO DIÂMETRO DAS TUBULAÇÕES

Velocidades máximas	Diâmetros	Velocidades	Verificações
$V_{fa,máx} = 0,60 \text{ m/s}$	$D_{f,a} = 75 \text{ mm}$	$V_{fa} = 0,31 \text{ m/s}$	OK!
$V_{fe,máx} = 1,25 \text{ m/s}$	$D_{f,e} = 75 \text{ mm}$	$V_{fe} = 0,31 \text{ m/s}$	OK!

Diâmetro Adot. $d_{adot} = 0,075 \text{ m}$ (sucção)

Sucção			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Entrada canalização	14,7D	1,1025	m
Válvula waffer	45D	3,375	m
2xTê de passagem	2x21,8D	3,27	m
Comp. Real	1	1	m
Comp. Total (L_s)		8,7475	m

Conhecendo-se a vazão ($Q = 0,001389 \text{ m}^3/\text{s}$), o diâmetro ($D = 0,075 \text{ m}$) e o coeficiente de rugosidade ($\epsilon = 0,1 \text{ mm}$, para pvc), a perda de carga unitária na sucção (J_s) pode ser calculada pela equação a seguir.

$$J_s = \frac{8 \cdot f \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \quad f = \frac{0,25}{\left(\log\left(\frac{\epsilon}{3,7 \cdot d}\right) + \left(\frac{5,74}{Re^{0,9}}\right)\right)^2} \quad Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d \cdot v}$$

$$Re = 29326,51$$

$$f = 0,034482$$

$$J_s = 0,002316$$

$$\Delta H_s = 0,020261$$

Diâmetro Adot. $d_{adot} = 0,075 \text{ m}$ (recalque)

Recalque			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Saída	32D	2,4	m
Comp. Real	1,2	1,2	m
Comp. Total (L_r)		3,6	m

Usando as mesmas equações da sucção, podemos calcular a perda de carga no recalque. □

$$Re = 29326,51$$

$$f = 0,034482$$

$$J_s = 0,002316$$

$$\Delta H_s = 0,008338$$

4.1.2) PERDA DE CARGA NO SISTEMA DE DRENAGEM

Número de vigas por filtro N_v	2,00
Espaçamento entre os orifícios X_o (m)	0,20
Número de orifícios N_o	42
Diâmetro de cada orifício D_o (pol.)	0,75
Diâmetro de cada orifício D_o (m)	0,01905
Área de cada orifício A_o (m ²)	0,0002850
Vazão em cada orifício Q_o (m ³ /s)	0,0000331
Velocidade de passagem pelo orifício V_o	0,12
Coefficiente de descarga C_d	0,61

Segundo Richter (1995),

$$h_o = \frac{\left(\frac{q_o}{C_d \cdot A} \right)^2}{2 \cdot g}$$

$$h_f = 0,002 \text{ m}$$

4.1.3) PERDA DE CARGA NO LEITO (AREIA)

CÁLCULO VELOCIDADE DE FILTRAÇÃO

$$V_f = 0,001768 \text{ m/s}$$

$$V_f = \frac{Q_f}{A_f}$$

Subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)	x_i/d_{eqi}
1	0,73900	0,00119	0,00100	0,46	0,0011	424,20
2	0,39000	0,00141	0,00119	0,24	0,0013	188,53
3	0,31200	0,00168	0,00141	0,20	0,0015	126,94
4	0,07800	0,00200	0,00168	0,05	0,0018	26,65
5	0,07800	0,00240	0,00200	0,05	0,0022	22,29
Total	1,60		Total	1,00	Total	788,60

$$h_f = 0,297 \text{ m}$$

Segundo Libânio (2008),

$$\frac{H_f}{L_f} = \frac{180 \cdot \mu \cdot V \cdot L \cdot (1-P)^2}{\gamma \cdot P^3 \cdot C_e^2} \sum \frac{X_i}{(D_{eqi})^2}$$

4.1.4) PERDA DE CARGA NA CAMADA SUPORTE

Subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)	x_i/d_{eqi}
1	0,15	0,0381	0,0254	0,27	0,031	8,77
2	0,1	0,0254	0,0190	0,18	0,022	8,28
3	0,1	0,0190	0,0127	0,18	0,016	11,70
4	0,1	0,0127	0,0064	0,18	0,009	20,17
5	0,1	0,0064	0,0032	0,18	0,005	40,18
Total	0,55		Total	1,00	Total	89,09

$$h_f = 0,00052 \text{ m}$$

Segundo Libânio (2008),

$$\frac{H_f}{L_f} = \frac{180 \cdot \mu \cdot V \cdot L \cdot (1-P)^2}{\gamma \cdot P^3 \cdot C_e^2} \sum \frac{X_i}{(D_{eqi})^2}$$

4.1.5 PERDA DE CARGA NO VERTEDOR DE SAÍDA EM CAIXA INDIVIDUAL

ALTURA DA LÂMINA LÍQUIDA (h_f)

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

$$h_f = \left[\frac{Q}{1,84 \times B} \right]^{2/3}$$

4.1.6) PERDA DE CARGA TOTAL (H_{Tfa}) - FILTRO ASCENDENTE

$$H_{Tfa} = 0,34605 \text{ m}$$

5) DIMENSIONAMENTO DA PLACA DE ORIFÍCIO

Diâmetro da placa de orifício

$$d = 30 \text{ mm}$$

$$d/D = 40 \%$$

Coeficiente de descarga

$$C_d = 0,61$$

Tempo de Mistura

$$t_m = 3 \text{ s}$$

Perda de Carga

$$h_p = 0,51 \text{ m}$$

Gradiente de velocidade

$$G = 1449 \text{ s}^{-1}$$

Ok!

Segundo Viana (2002), o Gradiente deve ser o maior possível economicamente, e nunca inferior a 1000 s^{-1}

	RESULTADOS OBTIDOS POR FÓRMULAS
	DADOS INSERIDOS

FILTRO ASCENDENTE

1) CÁLCULO DIÂMETRO E ÁREA DO FILTRO

VAZÃO DA ETA (Qf)

$$Q_f = 10 \text{ m}^3/\text{h}$$

TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL (Tas)

$$T_{as} = 180 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$$

ÁREA DO FILTRO (Af)

$$A_f = 1,333 \text{ m}^2$$

DIÂMETRO CÁLCULADO (D) E ADOTADO (Dadot)

$$D = 1,3 \text{ m}$$

$$D_{adot} = 1,5 \text{ m}$$

ÁREA DO FILTRO RECALCULADA (A)

$$A = 1,767 \text{ m}^2$$

TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL CORRIGIDA (Tas corr.)

$$T_{as,corr} = 135,812 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$$

Segundo Di Bernardo (2003)

$$A_f = \frac{Q_f \cdot 24}{T_{as}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot A_f}{\pi}}$$

$$A = \frac{\pi \cdot D_{adot}^2}{4}$$

$$T_{as\ corr} = \frac{Q_f \cdot 24}{A}$$

2) CARACTERÍSTICAS DO MEIO FILTRANTE

AREIA

Espessura da camada (L)	1,6	m	
Tamanho dos grãos	1,0	2,4	mm
Tamanho efetivo - d10	1,4	mm	
Coefficiente de desuniformidade (Cd)	1,7		
Coefficiente de esfericidade (Ce)	0,7		
Massa específica (ρs)	2650	Kg/m ³	
Porosidade (P)	0,40	m	

Segundo Di Bernardo (2003), o leito terá essas características ao lado.

CAMADA SUPORTE (PEDREGULHO)

Espessura da camada (L)	0,55	m	
Tamanho dos grãos	3,2	38,0	mm
Coefficiente de esfericidade (Ce)	0,85		
Porosidade (P)	0,45	m	
Massa específica (ρs)	2650	Kg/m ³	

Usou-se a camada suporte ao lado, segundo Di Bernardo (2005).

3) SISTEMA DE LAVAGEM

3.1) CÁLCULO DA VELOCIDADE ASCENCIONAL DA ÁGUA

DADOS:

DIÂMETRO EQUIVALENTE

$$D_{eq} = 0,001549 \text{ m}$$

TEMPERATURA DA ÁGUA

$$T = 30 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

PESO ESPECÍFICO

$$\gamma = 9765 \text{ N/m}^3$$

MASSA ESPECÍFICA

$$\rho_a = 995,7 \text{ Kg/m}^3$$

VISCOSIDADE CINEMÁTICA

$$\nu = 0,000001 \text{ m}^2/\text{s}$$

VISCOSIDADE ABSOLUTA

$$\mu = 0,000798 \text{ Ns/m}^2$$

ACELERAÇÃO DA GRAVIDADE

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$d_{eq} = \sqrt{d_{sup} \cdot d_{inf}}$$

As equações utilizadas para determinar a velocidade ascencional foram calculadas segundo Libânio (2008).

NÚMERO DE GALILEU

$$Ga = 94345,86$$

$$Ga = \frac{D_{eq}^3 \cdot \rho_a \cdot (\rho_s - \rho_a) \cdot g}{\mu^2}$$

VELOCIDADE MINIMA DE FLUIDIZAÇÃO

$$V_{mf} = 0,019092 \text{ m/s}$$

$$V_{mf} = 1,145512 \text{ m/min}$$

$$V_{mf} = \left(\frac{\mu}{\rho_a \cdot D_{eq}} \right) \cdot \left[\sqrt{(33,7)^2 + 0,0408 \cdot Ga} - 33,7 \right]$$

$$V_a = 1,2 \text{ m/min}$$

$$V_a = 0,02 \text{ m/s}$$



VELOCIDADE ASCENCIONAL DA ÁGUA

3.2) EXPANSÃO DO MEIO FILTRANTE DURANTE A LAVAGEM

DADOS:

VELOCIDADE INTERTICIAL

$$V_i = 0,020 \text{ m/s}$$

Cálculo de expansão do meio filtrante durante a lavagem segundo o método utilizado por Libânio (2008).

OBS.: Equações usadas na planilha abaixo.

FÓRMULAS UTILIZADAS NA TABELA ABAIXO

Diâmetro Equivalente (d_{eqi})	$d_{eqi} = \sqrt{d_{sup} \cdot d_{inf}}$
Fração em peso de cada subcamada (i) do meio filtrante entre duas peneiras consecutivas	$X_i = \frac{L_i}{\sum L}$
Número de Galileu (Ga)	$Ga = \frac{D_{eq}^3 \cdot \gamma \cdot (\rho_s - \rho_a)}{\mu^2}$

Reynolds Modificado (Re_m)	$Re_m = \frac{C_e \cdot d_{eq} \cdot V_l}{6 \cdot v \cdot (1 - Pe)}$
Velocidade mínima de fluidização (V_{mf})	$V_{mf} = \left(\frac{\mu}{\rho_a \cdot Deq} \right) \cdot \left[\sqrt{(33,7)^2 + 0,0408 \cdot Ga} - 33,7 \right]$
Equação modelo *	$A = \frac{Pe^3}{(1 - Pe)^2} \cdot \left(\frac{\gamma \cdot (\rho_g - \rho) \cdot Ce^3 \cdot d_{eq}^3}{216 \cdot \mu^2} \right)$

*O modelo apresentado pela equação abaixo, é válido para $Re_m > 0,2$, para porosidade $< 0,85$ quando $Re_m < 100$ e inferior a 0,90 quando $Re_m > 100$:

$$\log A = 0,56543 + 1,09348 \log Re_m + 0,17979 (\log Re_m)^2 - 0,00392 (\log Re_m)^4 - 1,5 (\log Ce)^2$$

TABELA 1. Iterações para cálculo de expansão durante a lavagem

subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)
1	0,74	0,00119	0,00100	0,46	0,0011
2	0,39	0,00141	0,00119	0,24	0,0013
3	0,31	0,00168	0,00141	0,20	0,0015
4	0,08	0,00200	0,00168	0,05	0,0018
5	0,08	0,00240	0,00200	0,05	0,0022
Total	1,60		Total	1,00	

Ga	V_{mf} (m/s)	Pe_i	$x_i/(1 - Pe_i)$	Re_m	A	Meta*
32931	0,012	0,53	0,99	6,78	36,4	0,00
55135	0,015	0,49	0,48	7,43	41,3	0,00
92485	0,019	0,46	0,36	8,23	47,7	0,00
156239	0,023	0,42	0,08	9,21	55,9	0,00
266773	0,028	0,39	0,08	10,40	66,6	0,00
		Total	2,00			

POROSIDADE DO MEIO FILTRANTE EXPANDIDO

$$P_e = 0,50$$

EXPANSÃO DO MEIO FILTRANTE

$$E = 19,92 \%$$

ALTURA DO MEIO FILTRANTE EXPANDIDO

$$L_e = 1,92 \text{ m}$$

$$P_e = 1 - \frac{1}{\sum \frac{x_i}{(1 - P_{ei})}}$$

$$E(\%) = \frac{P_{fe} - P_{fo}}{1 - P_{fo}} \cdot 100$$

$$L_{fe} = L_{fo} \cdot \frac{(1 - P_o)}{(1 - P_e)}$$

META* : Artificio do programa EXCEL para realizar iterações. Iterações essas necessárias para o cálculo de expansão.

3.3 COLETA DE ÁGUA DE LAVAGEM E FILTRADA

VAZÃO DE LAVAGEM PARA O FILTRO (Q)

$$Q = 0,0353 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 127,23 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q = V_a \cdot A$$

Cálculo da calha de coleta de água de lavagem e filtrada segue segundo Richter (1995).

LARGURA ÚTIL (b)

$$b = 0,30 \text{ m}$$

ALTURA MÁXIMA DA ÁGUA (H)

$$H = 0,19 \text{ m}$$

$$H_{\text{adot}} = 0,30 \text{ m}$$

$$H = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{1,3 \cdot b}\right)^2}$$

3.4) CÁLCULO DA PERDA DE CARGA DURANTE A LAVAGEM

3.4.1) PERDA DE CARGA NO LEITO (AREIA)

$$h_f = 1,59 \text{ m}$$

Segundo Viana (2002),

$$\frac{H}{L} = \frac{(1 - P_0)(\rho_s - \rho_a)}{\rho_a}$$

3.4.2) PERDA DE CARGA NA CAMADA SUPORTE

$$h_f = 0,50 \text{ m}$$

3.4.3) PERDA DE CARGA NO SISTEMA DE DRENAGEM

Número de vigas por filtro N_v	3,00
Espaçamento entre os orifícios X_o (m)	0,20
Número de orifícios N_o	84
Diâmetro de cada orifício D_o (pol.)	0,75
Diâmetro de cada orifício D_o (m)	0,019
Área de cada orifício A_o (m ²)	0,0003
Vazão em cada orifício Q_o (m ³ /s)	0,0004
Velocidade de passagem pelo orifício V_o	1,48
Coefficiente de descarga C_d	0,61

Segundo Richter (1995),

$$h_o = \frac{\left(\frac{q_o}{C_d \cdot A}\right)^2}{2 \cdot g}$$

$$h_f = 0,299 \text{ m}$$

3.4.4) PERDA DE CARGA NAS PEÇAS E TUBULAÇÕES

3.4.4.1) Perdas de Carga na Tubulação de Sucção

Dimensionamento das tubulações

Velocidades máximas	Diâmetros	Velocidades	Verificações
$V_{la,máx} = 3,60 \text{ m/s}$	$D_{l,a} = 150 \text{ mm}$	$V_{la} = 2,00 \text{ m/s}$	OK!
$V_{le,máx} = 1,80 \text{ m/s}$	$D_{l,e} = 200 \text{ mm}$	$V_{le} = 1,13 \text{ m/s}$	OK!

$$\text{Diâmetro Adot. } d_{\text{adot}} = 0,15 \text{ m}$$

Sucção			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Entrada	14,7D	2,205	m
Curva 90°	12,8 D	1,92	m
Tê de passagem direta	2x21,8D	6,54	m
Válvula waffer	45D	6,75	m

ETA 8 - OFA2

Comp. Real	4	4	m
Comp. Total (L_s)		21,415	m

Conhecendo-se a vazão (Q = 0,0353 m³/s), o diâmetro (D = 0,15 m) e o coeficiente de rugosidade (ε = 0,1 mm, para pvc), a perda de carga unitária na sucção (J_s) pode ser calculada pela equação a seguir:

$$J_s = \frac{8 \cdot f \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5}$$

$$f = \frac{0,25}{\left(\log\left(\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot d}\right) + \left(\frac{5,74}{Re^{0,9}}\right)\right)^2}$$

$$Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d \cdot v}$$

Portanto, a perda de carga total na sucção será:

$R_e = 373134,3$
 $f = 0,004813$
 $J_s = 0,006542$
 $\Delta H_s = 0,140096$

$$\Delta H_s = J_s \cdot L_s$$

3.4.4.2 Perda de Carga na Tubulação de Recalque

Diâmetro Adot. d_{adot} = 0,2 m

Recalque							
Acessório	Comp. equivalente (m)			Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Saída	32D	6,4	m	Válvula waffer	45D	9	m
curva 90° R/D =1	17,5D	3,5	m				
Tê passagem direta	21,8D	4,36	m				
Comp. Real	2,8	2,8	m	Comp. Total (L_s)		26,06	m

Usando as mesmas equações da sucção, podemos calcular a perda de carga no recalque.

$R_e = 279850,7$
 $f = 0,048641$
 $J_s = 0,015689$
 $\Delta H_s = 0,40886$

3.4.5) CÁLCULO DA ALTURA MANOMÉTRICA (H_m)

ALTURA GEOMÉTRICA

H_g = 3,45 m

SOMATÓRIO DAS PERDAS DE CARGA

$\Sigma \Delta H = 2,94 \text{ m}$

ALTURA MANOMÉTRICA

H_m = 6,39 m

$$H_m = H_g + \Sigma \Delta H$$

3.5) BOMBA PARA LAVAGEM DO FILTRO

Para a seleção da bomba de lavagem do filtro, são indicados os parâmetros vazão (Q) e altura manométrica (H_m).

4) SISTEMA DE FILTRAÇÃO

4.1) PERDA DE CARGA DURANTE A FILTRAÇÃO

4.1.1) DETERMINAÇÃO DO DIÂMETRO DAS TUBULAÇÕES

Velocidades máximas	Diâmetros	Velocidades	Verificações
$V_{fa,máx} = 0,60 \text{ m/s}$	$D_{f,a} = 100 \text{ mm}$	$V_{fa} = 0,35 \text{ m/s}$	OK!
$V_{fe,máx} = 1,25 \text{ m/s}$	$D_{f,e} = 75 \text{ mm}$	$V_{fe} = 0,63 \text{ m/s}$	OK!

Diâmetro Adot. $d_{adot} = 0,1 \text{ m}$ (sucção)

Sucção			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Entrada canalização	14,7D	1,47	m
Válvula waffer	45D	4,5	m
2xTê de passagem	2x21,8D	4,36	m
Comp. Real	1	1	m
Comp. Total (L_s)		11,33	m

Conhecendo-se a vazão ($Q = 0,00278 \text{ m}^3/\text{s}$), o diâmetro ($D = 0,1 \text{ m}$) e o coeficiente de rugosidade ($\varepsilon = 0,1 \text{ mm}$, para pvc), a perda de carga unitária na sucção (J_s) pode ser calculada pela equação a seguir.

$$J_s = \frac{8 \cdot f \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \quad f = \frac{0,25}{\left(\log\left(\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot d}\right) + \left(\frac{5,74}{Re^{0,9}}\right)\right)^2} \quad Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d \cdot v}$$

$$Re = 43989,76$$

$$f = 0,037915$$

$$J_s = 0,002417$$

$$\Delta H_s = 0,027389$$

Diâmetro Adot. $d_{adot} = 0,075 \text{ m}$ (recalque)

Recalque			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Saída	32D	2,4	m
Comp. Real	1,2	1,2	m
Comp. Total (L_r)		3,6	m

Usando as mesmas equações da sucção, podemos calcular a perda de carga no recalque. □

$$Re = 58653,01$$

$$f = 0,034476$$

$$J_s = 0,009263$$

$$\Delta H_s = 0,033347$$

4.1.2) PERDA DE CARGA NO SISTEMA DE DRENAGEM

Número de vigas por filtro N_v	3,00
Espaçamento entre os orifícios X_o (m)	0,20
Número de orifícios N_o	84
Diâmetro de cada orifício D_o (pol.)	0,75
Diâmetro de cada orifício D_o (m)	0,01905
Área de cada orifício A_o (m ²)	0,0002850
Vazão em cada orifício Q_o (m ³ /s)	0,0000331
Velocidade de passagem pelo orifício V_o	0,12
Coefficiente de descarga C_d	0,61

Segundo Richter (1995),

$$h_o = \frac{\left(\frac{q_o}{C_d \cdot A} \right)^2}{2 \cdot g}$$

$$h_f = 0,002 \text{ m}$$

4.1.3) PERDA DE CARGA NO LEITO (AREIA)

CÁLCULO VELOCIDADE DE FILTRAÇÃO

$$V_f = 0,001572 \text{ m/s}$$

$$V_f = \frac{Q_f}{A_f}$$

Subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)	x_i/d_{eqi}
1	0,73900	0,00119	0,00100	0,46	0,0011	424,20
2	0,39000	0,00141	0,00119	0,24	0,0013	188,53
3	0,31200	0,00168	0,00141	0,20	0,0015	126,94
4	0,07800	0,00200	0,00168	0,05	0,0018	26,65
5	0,07800	0,00240	0,00200	0,05	0,0022	22,29
Total	1,60		Total	1,00	Total	788,60

$$h_f = 0,264 \text{ m}$$

Segundo Libânio (2008),

$$\frac{H_f}{L_f} = \frac{180 \cdot \mu \cdot V \cdot L \cdot (1-P)^2}{\gamma \cdot P^3 \cdot C_e^2} \sum \frac{X_i}{(D_{eqi})^2}$$

4.1.4) PERDA DE CARGA NA CAMADA SUPORTE

Subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)	x_i/d_{eqi}
1	0,15	0,0381	0,0254	0,27	0,031	8,77
2	0,1	0,0254	0,0190	0,18	0,022	8,28
3	0,1	0,0190	0,0127	0,18	0,016	11,70
4	0,1	0,0127	0,0064	0,18	0,009	20,17
5	0,1	0,0064	0,0032	0,18	0,005	40,18
Total	0,55		Total	1,00	Total	89,09

$$h_f = 0,00046 \text{ m}$$

Segundo Libânio (2008),

$$\frac{H_f}{L_f} = \frac{180 \cdot \mu \cdot V \cdot L \cdot (1-P)^2}{\gamma \cdot P^3 \cdot C_e^2} \sum \frac{X_i}{(D_{eqi})^2}$$

4.1.5 PERDA DE CARGA NO VERTEDOR DE SAÍDA EM CAIXA INDIVIDUAL

ALTURA DA LÂMINA LÍQUIDA (h_f)

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

$$h_f = \left[\frac{Q}{1,84 \times B} \right]^{2/3}$$

4.1.6) PERDA DE CARGA TOTAL (H_{Tfa}) - FILTRO ASCENDENTE

$$H_{Tfa} = 0,35605 \text{ m}$$

5) DIMENSIONAMENTO DA PLACA DE ORIFÍCIO

Diâmetro da placa de orifício

$$d = 50 \text{ mm}$$

$$d/D = 50 \%$$

Coeficiente de descarga

$$C_d = 0,61$$

Tempo de Mistura

$$t_m = 3 \text{ s}$$

Perda de Carga

$$h_p = 0,26 \text{ m}$$

Gradiente de velocidade

$$G = 1024 \text{ s}^{-1}$$

Ok!

Segundo Viana (2002), o Gradiente deve ser o maior possível economicamente, e nunca inferior a 1000 s^{-1}

RESULTADOS OBTIDOS POR FÓRMULAS

DADOS INSERIDOS

FILTRO ASCENDENTE

1) CÁLCULO DIÂMETRO E ÁREA DO FILTRO

VAZÃO DA ETA (Qf)

$$Q_f = 15 \text{ m}^3/\text{h}$$

TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL (Tas)

$$T_{as} = 180 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$$

ÁREA DO FILTRO (Af)

$$A_f = 2,000 \text{ m}^2$$

DIÂMETRO CÁLCULADO (D) E ADOTADO (Dadot)

$$D = 1,6 \text{ m}$$

$$D_{adot} = 2,0 \text{ m}$$

ÁREA DO FILTRO RECALCULADA (A)

$$A = 3,142 \text{ m}^2$$

TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL CORRIGIDA (Tas corr.)

$$T_{as,corr} = 114,592 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$$

2) CARACTERÍSTICAS DO MEIO FILTRANTE

AREIA

Espessura da camada (L)	1,6	m	
Tamanho dos grãos	1,0	2,4	mm
Tamanho efetivo - d10	1,4	mm	
Coefficiente de desuniformidade (Cd)	1,7		
Coefficiente de esfericidade (Ce)	0,7		
Massa específica (ρ_s)	2650	Kg/m ³	
Porosidade (P)	0,40	m	

Segundo Di Bernardo (2003)

$$A_f = \frac{Q_f \cdot 24}{T_{as}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot A_f}{\pi}}$$

$$A = \frac{\pi \cdot D_{adot}^2}{4}$$

$$T_{as\ corr} = \frac{Q_f \cdot 24}{A}$$

Segundo Di Bernardo (2003), o leito terá essas características ao lado.

CAMADA SUPORTE (PEDREGULHO)

Espessura da camada (L)	0,55	m	
Tamanho dos grãos	3,2	38,0	mm
Coefficiente de esfericidade (Ce)	0,85		
Porosidade (P)	0,45	m	
Massa específica (ρ_s)	2650	Kg/m ³	

Usou-se a camada suporte ao lado, segundo Di Bernardo (2005).

3) SISTEMA DE LAVAGEM

3.1) CÁLCULO DA VELOCIDADE ASCENCIONAL DA ÁGUA

DADOS:

DIÂMETRO EQUIVALENTE

$$D_{eq} = 0,001549 \text{ m}$$

TEMPERATURA DA ÁGUA

$$T = 30 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

PESO ESPECÍFICO

$$\gamma = 9765 \text{ N/m}^3$$

MASSA ESPECÍFICA

$$\rho_a = 995,7 \text{ Kg/m}^3$$

VISCOSIDADE CINEMÁTICA

$$\nu = 0,000001 \text{ m}^2/\text{s}$$

VISCOSIDADE ABSOLUTA

$$\mu = 0,000798 \text{ Ns/m}^2$$

ACELERAÇÃO DA GRAVIDADE

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$d_{eq} = \sqrt{d_{sup} \cdot d_{inf}}$$

As equações utilizadas para determinar a velocidade ascensional foram calculadas segundo Libânio (2008).

NÚMERO DE GALILEU

$$Ga = 94345,86$$

$$Ga = \frac{D_{eq}^3 \cdot \rho_a \cdot (\rho_s - \rho_a) \cdot g}{\mu^2}$$

VELOCIDADE MINIMA DE FLUIDIZAÇÃO

$$V_{mf} = 0,019092 \text{ m/s}$$

$$V_{mf} = 1,145512 \text{ m/min}$$

$$V_{mf} = \left(\frac{\mu}{\rho_a \cdot D_{eq}} \right) \cdot \left[\sqrt{(33,7)^2 + 0,0408 \cdot Ga} - 33,7 \right]$$

$$V_a = 1,2 \text{ m/min}$$

$$V_a = 0,02 \text{ m/s}$$

← VELOCIDADE ASCENCIONAL DA ÁGUA

3.2) EXPANSÃO DO MEIO FILTRANTE DURANTE A LAVAGEM

DADOS:

VELOCIDADE INTERTICIAL

$$V_i = 0,020 \text{ m/s}$$

Cálculo de expansão do meio filtrante durante a lavagem segundo o método utilizado por Libânio (2008).

OBS.: Equações usadas na planilha abaixo.

FÓRMULAS UTILIZADAS NA TABELA ABAIXO

Diâmetro Equivalente (d_{eqi})	$d_{eqi} = \sqrt{d_{sup} \cdot d_{inf}}$
Fração em peso de cada subcamada (i) do meio filtrante entre duas peneiras consecutivas	$X_i = \frac{L_i}{\sum L}$
Número de Galileu (Ga)	$Ga = \frac{D_{eq}^3 \cdot \gamma \cdot (\rho_s - \rho_a)}{\mu^2}$

Reynolds Modificado (Re_m)	$Re_m = \frac{C_e \cdot d_{eq} \cdot V_l}{6 \cdot v \cdot (1 - Pe)}$
Velocidade mínima de fluidização (V_{mf})	$V_{mf} = \left(\frac{\mu}{\rho_a \cdot Deq} \right) \cdot \left[\sqrt{(33,7)^2 + 0,0408 \cdot Ga} - 33,7 \right]$
Equação modelo *	$A = \frac{Pe^3}{(1 - Pe)^2} \cdot \left(\frac{\gamma \cdot (\rho_g - \rho) \cdot Ce^3 \cdot d_{eq}^3}{216 \cdot \mu^2} \right)$

*O modelo apresentado pela equação abaixo, é válido para $Re_m > 0,2$, para porosidade $< 0,85$ quando $Re_m < 100$ e inferior a 0,90 quando $Re_m > 100$:

$$\log A = 0,56543 + 1,09348 \log Re_m + 0,17979 (\log Re_m)^2 - 0,00392 (\log Re_m)^4 - 1,5 (\log Ce)^2$$

TABELA 1. Iterações para cálculo de expansão durante a lavagem

subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)
1	0,74	0,00119	0,00100	0,46	0,0011
2	0,39	0,00141	0,00119	0,24	0,0013
3	0,31	0,00168	0,00141	0,20	0,0015
4	0,08	0,00200	0,00168	0,05	0,0018
5	0,08	0,00240	0,00200	0,05	0,0022
Total	1,60		Total	1,00	

Ga	V_{mf} (m/s)	Pe_i	$x_i/(1 - Pe_i)$	Re_m	A	Meta*
32931	0,012	0,53	0,99	6,78	36,4	0,00
55135	0,015	0,49	0,48	7,43	41,3	0,00
92485	0,019	0,46	0,36	8,23	47,7	0,00
156239	0,023	0,42	0,08	9,21	55,9	0,00
266773	0,028	0,39	0,08	10,40	66,6	0,00
		Total	2,00			

POROSIDADE DO MEIO FILTRANTE EXPANDIDO

$$P_e = 0,50$$

EXPANSÃO DO MEIO FILTRANTE

$$E = 19,92 \%$$

ALTURA DO MEIO FILTRANTE EXPANDIDO

$$L_e = 1,92 \text{ m}$$

$$P_e = 1 - \frac{1}{\sum \frac{x_i}{(1 - P_{ei})}}$$

$$E(\%) = \frac{P_{fe} - P_{fo}}{1 - P_{fo}} \cdot 100$$

$$L_{fe} = L_{fo} \cdot \frac{(1 - P_o)}{(1 - P_e)}$$

META* : Artificio do programa EXCEL para realizar iterações. Iterações essas necessárias para o cálculo de expansão.

3.3 COLETA DE ÁGUA DE LAVAGEM E FILTRADA

VAZÃO DE LAVAGEM PARA O FILTRO (Q)

$$Q = 0,0628 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 226,19 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q = V_a \cdot A$$

Cálculo da calha de coleta de água de lavagem e filtrada segue segundo Richter (1995).

LARGURA ÚTIL (b)

$$b = 0,30 \text{ m}$$

ALTURA MÁXIMA DA ÁGUA (H)

$$H = 0,28 \text{ m}$$

$$H_{\text{adot}} = 0,30 \text{ m}$$

$$H = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{1,3 \cdot b}\right)^2}$$

3.4) CÁLCULO DA PERDA DE CARGA DURANTE A LAVAGEM

3.4.1) PERDA DE CARGA NO LEITO (AREIA)

$$h_f = 1,59 \text{ m}$$

Segundo Viana (2002),

$$\frac{H}{L} = \frac{(1 - P_0)(\rho_s - \rho_a)}{\rho_a}$$

3.4.2) PERDA DE CARGA NA CAMADA SUPORTE

$$h_f = 0,50 \text{ m}$$

3.4.3) PERDA DE CARGA NO SISTEMA DE DRENAGEM

Número de vigas por filtro N_v	4,00
Espaçamento entre os orifícios X_o (m)	0,20
Número de orifícios N_o	153
Diâmetro de cada orifício D_o (pol.)	0,75
Diâmetro de cada orifício D_o (m)	0,019
Área de cada orifício A_o (m ²)	0,0003
Vazão em cada orifício Q_o (m ³ /s)	0,0004
Velocidade de passagem pelo orifício V_o	1,44
Coefficiente de descarga C_d	0,61

Segundo Richter (1995),

$$h_o = \frac{\left(\frac{q_o}{C_d \cdot A}\right)^2}{2 \cdot g}$$

$$h_f = 0,284 \text{ m}$$

3.4.4) PERDA DE CARGA NAS PEÇAS E TUBULAÇÕES

3.4.4.1) Perdas de Carga na Tubulação de Sucção

Dimensionamento das tubulações

Velocidades máximas	Diâmetros	Velocidades	Verificações
$V_{la,m\acute{a}x} = 3,60 \text{ m/s}$	$D_{l,a} = 150 \text{ mm}$	$V_{la} = 3,56 \text{ m/s}$	OK!
$V_{le,m\acute{a}x} = 1,80 \text{ m/s}$	$D_{l,e} = 250 \text{ mm}$	$V_{le} = 1,28 \text{ m/s}$	OK!

$$\text{Diâmetro Adot. } d_{\text{adot}} = 0,15 \text{ m}$$

Sucção			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Entrada	14,7D	2,205	m
Curva 90°	12,8 D	1,92	m
Tê de passagem direta	2x21,8D	6,54	m
Válvula waffer	45D	6,75	m

ETA 9 - OFA3

Comp. Real	4	4	m
Comp. Total (L_s)		21,415	m

Conhecendo-se a vazão ($Q = 0,0628 \text{ m}^3/\text{s}$), o diâmetro ($D = 0,15 \text{ m}$) e o coeficiente de rugosidade ($\varepsilon = 0,1 \text{ mm}$, para pvc), a perda de carga unitária na sucção (J_s) pode ser calculada pela equação a seguir:

$$J_s = \frac{8 \cdot f \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5}$$

$$f = \frac{0,25}{\left(\log\left(\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot d}\right) + \left(\frac{5,74}{Re^{0,9}}\right)\right)^2}$$

$$Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d \cdot v}$$

Portanto, a perda de carga total na sucção será:

$$Re = 663349,9$$

$$f = 0,004813$$

$$J_s = 0,020676$$

$$\Delta H_s = 0,44277$$

$$\Delta H_s = J_s \cdot L_s$$

3.4.4.2 Perda de Carga na Tubulação de Recalque

Diâmetro Adot. $d_{\text{adot}} = 0,25 \text{ m}$

Recalque							
Acessório	Comp. equivalente (m)			Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Saída	32D	8	m	Válvula waffer	45D	11,25	m
curva 90° R/D =1	17,5D	4,375	m				
Tê passagem direta	21,8D	5,45	m				
Comp. Real	2,8	2,8	m	Comp. Total (L_s)		31,875	m

Usando as mesmas equações da sucção, podemos calcular a perda de carga no recalque.

$$Re = 398010$$

$$f = 0,053081$$

$$J_s = 0,017731$$

$$\Delta H_s = 0,565189$$

3.4.5) CÁLCULO DA ALTURA MANOMÉTRICA (H_m)

ALTURA GEOMÉTRICA

$$H_g = 3,45 \text{ m}$$

SOMATÓRIO DAS PERDAS DE CARGA

$$\sum \Delta H = 3,39 \text{ m}$$

ALTURA MANOMÉTRICA

$$H_m = 6,84 \text{ m}$$

$$H_m = H_g + \sum \Delta H$$

3.5) BOMBA PARA LAVAGEM DO FILTRO

Para a seleção da bomba de lavagem do filtro, são indicados os parâmetros vazão (Q) e altura manométrica (H_m).

4) SISTEMA DE FILTRAÇÃO

4.1) PERDA DE CARGA DURANTE A FILTRAÇÃO

4.1.1) DETERMINAÇÃO DO DIÂMETRO DAS TUBULAÇÕES

Velocidades máximas	Diâmetros	Velocidades	Verificações
$V_{fa,máx} = 0,60 \text{ m/s}$	$D_{f,a} = 100 \text{ mm}$	$V_{fa} = 0,53 \text{ m/s}$	OK!
$V_{fe,máx} = 1,25 \text{ m/s}$	$D_{f,e} = 75 \text{ mm}$	$V_{fe} = 0,94 \text{ m/s}$	OK!

Diâmetro Adot. $d_{adot} = 0,1 \text{ m}$ (sucção)

Sucção			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Entrada canalização	14,7D	1,47	m
Válvula waffer	45D	4,5	m
2xTê de passagem	2x21,8D	4,36	m
Comp. Real	1	1	m
Comp. Total (L_s)		11,33	m

Conhecendo-se a vazão ($Q = 0,00416 \text{ m}^3/\text{s}$), o diâmetro ($D = 0,1 \text{ m}$) e o coeficiente de rugosidade ($\varepsilon = 0,1 \text{ mm}$, para pvc), a perda de carga unitária na sucção (J_s) pode ser calculada pela equação a seguir.

$$J_s = \frac{8 \cdot f \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \quad f = \frac{0,25}{\left(\log\left(\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot d}\right) + \left(\frac{5,74}{Re^{0,9}}\right) \right)^2} \quad Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d \cdot v}$$

$$Re = 65984,64$$

$$f = 0,037912$$

$$J_s = 0,005439$$

$$\Delta H_s = 0,061621$$

Diâmetro Adot. $d_{adot} = 0,075 \text{ m}$ (recalque)

Recalque			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Saída	32D	2,4	m
Comp. Real	1,2	1,2	m
Comp. Total (L_r)		3,6	m

Usando as mesmas equações da sucção, podemos calcular a perda de carga no recalque. □

$$Re = 87979,52$$

$$f = 0,034474$$

$$J_s = 0,02084$$

$$\Delta H_s = 0,075025$$

4.1.2) PERDA DE CARGA NO SISTEMA DE DRENAGEM

Número de vigas por filtro N_v	4,00
Espaçamento entre os orifícios X_o (m)	0,20
Número de orifícios N_o	153
Diâmetro de cada orifício D_o (pol.)	0,75
Diâmetro de cada orifício D_o (m)	0,01905
Área de cada orifício A_o (m ²)	0,0002850
Vazão em cada orifício Q_o (m ³ /s)	0,0000272
Velocidade de passagem pelo orifício V_o	0,10
Coefficiente de descarga C_d	0,61

Segundo Richter (1995),

$$h_o = \frac{\left(\frac{q_o}{C_d \cdot A} \right)^2}{2 \cdot g}$$

$$h_f = 0,001 \text{ m}$$

4.1.3) PERDA DE CARGA NO LEITO (AREIA)

CÁLCULO VELOCIDADE DE FILTRAÇÃO

$$V_f = 0,001326 \text{ m/s}$$

$$V_f = \frac{Q_f}{A_f}$$

Subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)	x_i/d_{eqi}
1	0,73900	0,00119	0,00100	0,46	0,0011	424,20
2	0,39000	0,00141	0,00119	0,24	0,0013	188,53
3	0,31200	0,00168	0,00141	0,20	0,0015	126,94
4	0,07800	0,00200	0,00168	0,05	0,0018	26,65
5	0,07800	0,00240	0,00200	0,05	0,0022	22,29
Total	1,60		Total	1,00	Total	788,60

$$h_f = 0,222 \text{ m}$$

Segundo Libânio (2008),

$$\frac{H_f}{L_f} = \frac{180 \cdot \mu \cdot V \cdot L \cdot (1-P)^2}{\gamma \cdot P^3 \cdot C_e^2} \sum \frac{X_i}{(D_{eqi})^2}$$

4.1.4) PERDA DE CARGA NA CAMADA SUPORTE

Subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)	x_i/d_{eqi}
1	0,15	0,0381	0,0254	0,27	0,031	8,77
2	0,1	0,0254	0,0190	0,18	0,022	8,28
3	0,1	0,0190	0,0127	0,18	0,016	11,70
4	0,1	0,0127	0,0064	0,18	0,009	20,17
5	0,1	0,0064	0,0032	0,18	0,005	40,18
Total	0,55		Total	1,00	Total	89,09

$$h_f = 0,00039 \text{ m}$$

Segundo Libânio (2008),

$$\frac{H_f}{L_f} = \frac{180 \cdot \mu \cdot V \cdot L \cdot (1-P)^2}{\gamma \cdot P^3 \cdot C_e^2} \sum \frac{X_i}{(D_{eqi})^2}$$

4.1.5 PERDA DE CARGA NO VERTEDOR DE SAÍDA EM CAIXA INDIVIDUAL

ALTURA DA LÂMINA LÍQUIDA (h_f)

$$h_f = 0,04 \text{ m}$$

$$h_f = \left[\frac{Q}{1,84 \times B} \right]^{2/3}$$

4.1.6) PERDA DE CARGA TOTAL (H_{Tfa}) - FILTRO ASCENDENTE

$$H_{Tfa} = 0,39922 \text{ m}$$

5) DIMENSIONAMENTO DA PLACA DE ORIFÍCIO

Diâmetro da placa de orifício

$$d = 60 \text{ mm}$$

$$d/D = 60 \%$$

Coeficiente de descarga

$$C_d = 0,61$$

Tempo de Mistura

$$t_m = 3 \text{ s}$$

Perda de Carga

$$h_p = 0,26 \text{ m}$$

Gradiente de velocidade

$$G = 1027 \text{ s}^{-1}$$

Ok!

Segundo Viana (2002), o Gradiente deve ser o maior possível economicamente, e nunca inferior a 1000 s^{-1}

	RESULTADOS OBTIDOS POR FÓRMULAS
	DADOS INSERIDOS

FLOCULADOR DE PEDRAS

DADOS:**VAZÃO**

$$Q = 5 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q = 0,001 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 1,39 \text{ L/s}$$

RAIOS (MAIOR E MENOR) DO TRONCO DO CONE

$$R = 0,50 \text{ m}$$

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

TEMPO DE DETENÇÃO

$$T_{det.} = 3 \text{ min.}$$

TEMPERATURA DA ÁGUA

$$T = 30 \text{ }^\circ\text{C}$$

PESO ESPECÍFICO

$$\gamma = 9765 \text{ N/m}^3$$

MASSA ESPECÍFICA

$$\rho_a = 995,7 \text{ Kg/m}^3$$

VISCOSIDADE CINEMÁTICA

$$\nu = 0,0000008 \text{ m}^2/\text{s}$$

VISCOSIDADE ABSOLUTA

$$\mu = 0,000798 \text{ Ns/m}^2$$

ACELERAÇÃO DA GRAVIDADE

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

CARACTERÍSTICAS DO MEIO GRANULAR

PEDREGULHO			
Forma	Ângular		
Tamanho dos grãos	6,4	12,7	mm
Coefficiente de esfericidade	0,77		
Porosidade (P)	0,43		
Fator de Forma (ff)	0,78		

DIÂMETRO MÉDIO DOS GRÃOS

$$D_{mg} = 0,0090 \text{ m}$$

$$D_{mg} = 9,02\text{E-}01 \text{ cm}$$

$$D_{mg} = 9,02 \text{ mm}$$

$$D_{mg} = \sqrt{D_{min.} \times D_{max.}}$$

FLOCULADOR DE PEDRA SEGUNDO DIBERNARDO (2005)

CÁLCULO DOS VOLUMES (REAL E ÚTIL)

$$V_r = 0,58 \text{ m}^3$$

$$V_{ut} = 0,25 \text{ m}^3$$

$$V_r = \frac{Q \times T_{det}}{P}$$

$$V_{ut} = V_r \times P$$

ALTURA DO TRONCO DO CONE

$$H = 1,79 \text{ m}$$

$$h = \frac{V_r \times 3}{\pi \cdot (R^2 + R \cdot r + r^2)}$$

CÁLCULO DAS ÁREAS INFERIOR E SUPERIOR DO TRONCO DO CONE

PARTE INFERIOR

$$D_{\text{adot}} = 0,20 \text{ m}$$

$$A_{\text{icorr.}} = 0,03 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{icorr.}} = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$$

VELOCIDADE APROXIMADA INICIAL CORRIGIDA

$$V_{\text{apicorr.}} = 0,0442097 \text{ m/s}$$

$$V_{\text{apicorr.}} = \frac{Q}{A_{\text{icorr.}}}$$

PARTE SUPERIOR

$$D_{\text{adot}} = 1,00 \text{ m}$$

$$A_{\text{scorr.}} = 0,79 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{scorr.}} = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$$

VELOCIDADE APROXIMADA FINAL CORRIGIDA

$$V_{\text{apfcorr.}} = 0,0018 \text{ m/s}$$

$$V_{\text{apfcorr.}} = \frac{Q}{A_{\text{scorr.}}}$$

CÁLCULO DAS PERDAS DE CARGA E DO GRADIENTE NO INÍCIO E FINAL DO FLOCULADOR

$$J_{\text{mgi}} = 0,4062 \text{ m/m} \quad J_{\text{mgi}} = \frac{150 \cdot \vartheta \cdot (1-P)^2 \cdot V_{\text{apicorr.}}}{g \cdot \varepsilon_0^3 \cdot C_e^2 \cdot D_{\text{mg}}^2} + \frac{1,75 \cdot (1-P) \cdot V_{\text{apicorr.}}^2}{g \cdot \varepsilon_0^3 \cdot C_e \cdot D_{\text{mg}}}$$

$$Re = 497,3190$$

$$Re = \frac{\rho_a \cdot V_{\text{apicorr.}} \cdot D_{\text{mg}}}{\mu}$$

$$J_{\text{mgf}} = 0,0024 \text{ m/m} \quad J_{\text{mgf}} = \frac{150 \cdot \vartheta \cdot (1-P)^2 \cdot V_{\text{apfcorr.}}}{g \cdot \varepsilon_0^3 \cdot C_e^2 \cdot D_{\text{mg}}^2} + \frac{1,75 \cdot (1-P) \cdot V_{\text{apfcorr.}}^2}{g \cdot \varepsilon_0^3 \cdot C_e \cdot D_{\text{mg}}}$$

$$Re = 19,8928$$

$$Re = \frac{\rho_a \cdot V_{\text{apfcorr.}} \cdot D_{\text{mg}}}{\mu}$$

$$G_{\text{mfmgf}} = 714,84 \text{ s}^{-1} \quad G_{\text{mfmgf}} = \sqrt{\frac{\gamma \cdot V_{\text{apicorr.}} \cdot J_{\text{mgi}}}{\mu \cdot P}}$$

$$G_{\text{mfmgf}} = 11,03 \text{ s}^{-1} \quad G_{\text{mfmgf}} = \sqrt{\frac{\gamma \cdot V_{\text{apfcorr.}} \cdot J_{\text{mgf}}}{\mu \cdot P}}$$

NÚMERO DE CAMP

$$CAMP = 1986$$

$$Camp = T_{\text{det.}} \cdot G_{\text{mfmgf}}$$

FLOCULADOR DE PEDRA SEGUNDO RICHTER (1995)

CÁLCULO DOS VOLUMES (REAL E ÚTIL)

$$V_r = 0,58 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{ut}} = 0,25 \text{ m}^3$$

ALTURA DO TRONCO DO CONE

$$H = 1,79 \text{ m}$$

VELOCIDADE DE APROXIMAÇÃO

$$V = 0,004 \text{ m/s}$$

$$V = 0,411 \text{ cm/s}$$

$$V = \frac{Q}{A_{\text{scorr.}} \cdot P}$$

PERMEABILIDADE

$$K = 1,82\text{E-}03 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{P^3 \cdot d^2}{180 \cdot ff^2 \cdot (1 - P)^2}$$

NÚMERO DE REYNOLDS

$$R_e = 2,180$$

$$R_e = \frac{V \cdot K^{1/2}}{\vartheta}$$

COEFICIENTES (a e b)

$$a = 0,0134$$

$$b = 0,0826$$

$$a = \frac{0,162 \cdot (1 - P)^2}{ff^2 \cdot D^2 \cdot P^3} \quad b = \frac{0,081 \cdot (1 - P)}{ff \cdot D \cdot P^3}$$

PERDA DE CARGA UNITÁRIA

$$J = 0,0194719$$

$$J = aV + bV^2$$

GRADIENTE DE VELOCIDADE

$$G = 47,737506$$

$$G = \sqrt{\frac{\gamma \cdot V \cdot J}{\mu \cdot P}}$$

DECANTADOR DE ALTA TAXA SEGUNDO RICHTER (1995)

DADOS :

$$V_s = 2 \text{ cm/min}$$

$$V_s = 0,00033 \text{ m/s}$$

$$Q = 5 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q = 0,001 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 1,39 \text{ L/s}$$

$$\theta = 60 \text{ }^\circ$$

$$\theta = 1,05 \text{ RAD}$$

$$N_d = 1$$

$$e = 0,4 \text{ cm} \quad \text{Espessura}$$

$$E = 10 \text{ cm} \quad \text{Espaçamento horizontal}$$

$$L = 1,2 \text{ m}$$

$$S = 1 \quad \text{Para placas planas paralelas(norma 12216)}$$

DISTÂNCIA REAL ENTRE AS PLACAS

$$d = 8,26 \text{ cm}$$

COMPRIMENTO ÚTIL DO CANAL

$$l_u = 115 \text{ cm}$$

COMPRIMENTO CARACTERÍSTICO

$$L_c = 13,92$$

$$L_c = \frac{lu}{d}$$

FATOR DE FORMA

$$F = 6,78$$

$$F = \frac{\text{sen}\theta(\text{sen}\theta + L_c \cdot \cos\theta)}{S}$$

ÁREA

$$A = 0,61 \text{ m}^2$$

$$A = \frac{Q}{F \times V_s}$$

DIÂMETRO DO DECANTADOR

$$D = 0,88 \text{ m}$$

$$D_{\text{adot.}} = 1 \text{ m}$$

NÚMERO DE CANAIS

$$N = 6,44$$

$$N_{\text{adot.}} = 6$$

$$N = \frac{A \text{sen } \theta}{d \times h}$$

VELOCIDADE LONGITUDINAL

$$V_o = 0,002 \text{ m/s}$$

$$V_o = 0,20 \text{ cm/s}$$

$$V_o = \frac{Q}{A \text{sen } \theta}$$

RAIO HIDRÁULICO

$$R_H = 0,038 \text{ m}$$

$$R_H = 3,815 \text{ cm}$$

$$R_H = \frac{d \times h}{2(d + h)}$$

NÚMERO DE REYNOLDS

$$Re = 373,3$$

$$R_E = \frac{4R_H \times V_o}{\nu}$$

VELOCIDADE LONGITUDINAL MÁXIMA

$$V_{o\text{max}} = 0,002 \text{ m/s}$$

$$V_{o\text{max}} = 0,23 \text{ cm/s}$$

$$V_{o\text{max}} = \left(\frac{R_E}{8}\right)^{0,5} \times V_s$$

EXTENSÃO DE TRANSIÇÃO

$$L_t = 11,7 \text{ mm}$$

$$L_t = 0,058 \times \frac{V_o \times d}{\nu}$$

TAXA DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL

$$T_{es} = 195,2 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{dia}$$

$$T_{es} = \frac{Q}{N_d \times A}$$

DIMENSÕES CONSTRUTIVAS DO DECANTADOR**2) ALTURA H_3**

$$H_3 = 1,04 \text{ m}$$

$$H_d = L \cdot \text{sen}\theta$$

3) NÚMERO DE PLACAS

$$N_p = 7$$

$$N_p = \frac{A \text{sen } \theta}{A_{ud}}$$

4) DISTÂNCIA ENTRE AS PLACAS

$$D_p = 0,083 \text{ m}$$

5) Distância vertical H_v entre o módulo e os dispositivos de entrada e saída

$$H_v = 0,75 \text{ m}$$

6) Dimensionamento da calha de saída

Segundo VIANA (2002),

$$h_0 = 0,05 \text{ m}$$

$$b = 0,10 \text{ m}$$

$$h_0 = \left(\frac{Q}{1,38 \times b} \right)^{2/3}$$

FILTRO DESCENDENTE

7) CÁLCULO DIÂMETRO E ÁREA DO FILTRO

VAZÃO DA ETA (Q_f)

$$Q_f = 5 \text{ m}^3/\text{h}$$

TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL (T_{as})

$$T_{as} = 280 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$$

ÁREA DO FILTRO (A_f)

$$A_f = 0,429 \text{ m}^2$$

DIÂMETRO CÁLCULADO (D) E ADOTADO (D_{adot})

$$D = 0,739 \text{ m}$$

$$D_{adot} = 1,000 \text{ m}$$

ÁREA DO FILTRO RECALCULADA (A)

$$A = 0,785 \text{ m}^2$$

TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL CORRIGIDA ($T_{as \text{ corr.}}$)

$$T_{as,corr} = 152,789 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$$

Segundo Di Bernardo (2003)

$$A_f = \frac{Q_f \cdot 24}{T_{as}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot A_f}{\pi}}$$

$$A = \frac{\pi \cdot D_{adot}^2}{4}$$

$$T_{as \text{ corr}} = \frac{Q_f \cdot 24}{A}$$

8) CARACTERÍSTICAS DO MEIO FILTRANTE

AREIA			
Espessura da camada (L)	0,7	m	
Tamanho dos grãos	0,3	1,4	mm
Tamanho efetivo - d10	0,43	mm	
Coefficiente de desuniformidade (Cd)	1,7		
Coefficiente de esfericidade (Ce)	0,75		
Massa específica (ρ_s)	2650	Kg/m ³	
Porosidade (P)	0,40	m	

Segundo Di Bernardo (2003), o leito terá essas características ao lado.

CAMADA SUPORTE (PEDREGULHO)			
Espessura da camada (L)	0,55	m	
Tamanho dos grãos	3,2	38,0	mm
Coefficiente de esfericidade (Ce)	0,85		
Porosidade (P)	0,45	m	
Massa específica (ρ_s)	2650	Kg/m ³	

Usou-se a camada suporte ao lado, segundo Di Bernardo (2005).

9) SISTEMA DE LAVAGEM

9.1) CÁLCULO DA VELOCIDADE ASCENCIONAL DA ÁGUA

DADOS:

DIÂMETRO EQUIVALENTE

$$D_{eq} = 0,0006504 \text{ m}$$

TEMPERATURA DA ÁGUA

$$T = 30 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

PESO ESPECÍFICO

$$\gamma = 9765 \text{ N/m}^3$$

MASSA ESPECÍFICA

$$\rho_a = 995,7 \text{ Kg/m}^3$$

VISCOSIDADE CINEMÁTICA

$$\nu = 0,000001 \text{ m}^2/\text{s}$$

VISCOSIDADE ABSOLUTA

$$\mu = 0,000798 \text{ Ns/m}^2$$

ACELERAÇÃO DA GRAVIDADE

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$d_{eq} = \sqrt{d_{sup} \cdot d_{inf}}$$

As equações utilizadas para determinar a velocidade ascencional foram calculadas segundo Libânio (2008).

NÚMERO DE GALILEU

$$Ga = 6980,98$$

$$Ga = \frac{D_{eq}^3 \cdot \rho_a \cdot (\rho_s - \rho_a) \cdot g}{\mu^2}$$

VELOCIDADE MINIMA DE FLUIDIZAÇÃO

$$V_{mf} = 0,0049164 \text{ m/s}$$

$$V_{mf} = 0,2949827 \text{ m/min}$$

$$V_{mf} = \left(\frac{\mu}{\rho_a \cdot D_{eq}} \right) \cdot \left[\sqrt{(33,7)^2 + 0,0408 \cdot Ga} - 33,7 \right]$$

$$V_a = 0,7 \text{ m/min}$$

$$V_a = 0,0117 \text{ m/s}$$

← VELOCIDADE ASCENCIONAL DA ÁGUA

9.2) EXPANSÃO DO MEIO FILTRANTE DURANTE A LAVAGEM

DADOS:

VELOCIDADE INTERTICIAL

$$V_i = 0,01167 \text{ m/s}$$

Cálculo de expansão do meio filtrante durante a lavagem segundo o método utilizado por Libânio (2008).

OBS.: Equações usadas na planilha abaixo.

FÓRMULAS UTILIZADAS NA TABELA ABAIXO

Diâmetro Equivalente (d_{eqi})	$d_{eqi} = \sqrt{d_{sup} \cdot d_{inf}}$
Fração em peso de cada subcamada (i) do meio filtrante entre duas peneiras consecutivas	$X_i = \frac{L_i}{\sum L}$
Número de Galileu (Ga)	$Ga = \frac{D_{eq}^3 \cdot \gamma \cdot (\rho_s - \rho_a)}{\mu^2}$

ETA 10 - CC1

Reynolds Modificado (Re_m)	$Re_m = \frac{C_e \cdot d_{eq} \cdot V_l}{6 \cdot v \cdot (1 - Pe)}$
Velocidade mínima de fluidização (V_{mf})	$V_{mf} = \left(\frac{\mu}{\rho_a \cdot Deq} \right) \cdot \left[\sqrt{(33.7)^2 + 0.0408 \cdot Ga} - 33.7 \right]$
Equação modelo *	$A = \frac{Pe^3}{(1 - Pe)^2} \cdot \left(\frac{\gamma \cdot (\rho_g - \rho) \cdot Ce^3 \cdot d_{eq}^3}{216 \cdot \mu^2} \right)$

*O modelo apresentado pela equação abaixo, é válido para $Re_m > 0,2$, para porosidade $< 0,85$ quando $Re_m < 100$ e inferior a 0,90 quando $Re_m > 100$:

$$\log A = 0,56543 + 1,09348 \log Re_m + 0,17979 (\log Re_m)^2 - 0,00392 (\log Re_m)^4 - 1,5 (\log Ce)^2$$

Subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)
1	0,07800	0,00042	0,00030	0,11	0,000
2	0,07800	0,00059	0,00042	0,11	0,000
3	0,07800	0,00071	0,00059	0,11	0,001
4	0,06000	0,00084	0,00071	0,09	0,001
5	0,20000	0,00100	0,00084	0,28	0,001
6	0,11000	0,00190	0,00100	0,16	0,001
7	0,10000	0,01410	0,00190	0,14	0,005
Total	0,70		Total	1,00	

Ga	V_{mf} (m/s)	Pe_i	$x_i/(1 - Pe_i)$	Re_m	A	Meta
1135	0,002	0,700	0,369	2,152	8,4	0,00
3129	0,003	0,612	0,285	2,336	9,3	0,00
6878	0,005	0,546	0,244	2,595	10,6	0,00
11684	0,007	0,503	0,172	2,832	11,8	0,00
19530	0,009	0,464	0,530	3,116	13,3	0,00
66437	0,016	0,381	0,252	4,054	18,7	0,00
3517546	0,054	0,197	0,177	11,737	81,5	0,00
Total			2,03			

POROSIDADE DO MEIO FILTRANTE EXPANDIDO

$P_e = 0,51$

EXPANSÃO DO MEIO FILTRANTE

$E = 21,78 \%$

ALTURA DO MEIO FILTRANTE EXPANDIDO

$L_e = 0,86 \text{ m}$

$$P_e = 1 - \frac{1}{\sum \frac{x_i}{(1 - P_{ei})}}$$

$$E(\%) = \frac{P_{fe} - P_{fo}}{1 - P_{fo}} \cdot 100$$

$$L_{fe} = L_{fo} \cdot \frac{(1 - P_o)}{(1 - P_e)}$$

META* : Artificio do programa EXCEL para realizar iterações. Iterações essas necessárias para o cálculo de expansão.

9.3 COLETA DE ÁGUA DE LAVAGEM E FILTRADA

VAZÃO DE LAVAGEM PARA O FILTRO (Q)

$$Q = 0,0092 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 32,99 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q = V_a \cdot A$$

Cálculo da calha de coleta de água de lavagem e filtrada segue segundo Richter (1995).

LARGURA ÚTIL (b)

$$b = 0,30 \text{ m}$$

ALTURA MÁXIMA DA ÁGUA (H)

$$H = 0,08 \text{ m}$$

$$H_{\text{adot}} = 0,30 \text{ m}$$

$$H = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{1,3 \cdot b}\right)^2}$$

9.4) CÁLCULO DA PERDA DE CARGA DURANTE A LAVAGEM

9.4.1) PERDA DE CARGA NO LEITO (AREIA)

$$h_f = 0,70 \text{ m}$$

Segundo Viana (2002),

$$\frac{H}{L} = \frac{(1 - P_0)(\rho_s - \rho_a)}{\rho_a}$$

9.4.2) PERDA DE CARGA NA CAMADA SUPORTE

$$h_f = 0,50 \text{ m}$$

9.4.3) PERDA DE CARGA NO SISTEMA DE DRENAGEM

Número de vigas por filtro N_v	2
Espaçamento entre os orifícios X_o (m)	0,2
Número de orifícios N_o	42
Diâmetro de cada orifício D_o (pol.)	0,75
Diâmetro de cada orifício D_o (m)	0,019
Área de cada orifício A_o (m ²)	0,0003
Vazão em cada orifício Q_o (m ³ /s)	0,0002
Velocidade de passagem pelo orifício V_o	0,765
Coefficiente de descarga C_d	0,61

Segundo Richter (1995),

$$h_o = \frac{\left(\frac{q_o}{C_d \cdot A}\right)^2}{2 \cdot g}$$

$$h_f = 0,08 \text{ m}$$

9.4.4) PERDA DE CARGA NAS PEÇAS E TUBULAÇÕES

9.4.4.1) Perdas de Carga na Tubulação de Sucção

Dimensionamento das tubulações

Velocidades máximas	Diâmetros	Velocidades	Verificações
$V_{la,máx} = 3,60 \text{ m/s}$	$D_{l,a} = 75 \text{ mm}$	$V_{la} = 2,07 \text{ m/s}$	OK!
$V_{le,máx} = 1,80 \text{ m/s}$	$D_{l,e} = 100 \text{ mm}$	$V_{le} = 1,17 \text{ m/s}$	OK!

$$\text{Diâmetro Ad. } d_{\text{adot}} = 0,075 \text{ m}$$

Sucção	
Acessório	Comprimento equivalente (m)

Válvula waffer	45D	3,375	m
Entrada	14,7D	1,1025	m
Tê de passagem direta	21,8D	1,635	m
Curva 90°	12,8D	0,96	m
Comp. Real	3,5	3,5	m
Comp. Total (L_s)		10,573	m

Conhecendo-se a vazão ($Q = 0,0092 \text{ m}^3/\text{s}$), o diâmetro ($D = 0,075 \text{ m}$) e o coeficiente de rugosidade ($\varepsilon = 0,1 \text{ mm}$, para pvc), a perda de carga unitária na sucção (J_s) pode ser calculada pela equação a seguir

$$J_s = \frac{8 \cdot f \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \quad f = \frac{0,25}{\left(\log\left(\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot d}\right) + \left(\frac{5,74}{Re^{0,9}}\right)\right)^2} \quad Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d \cdot v}$$

$$Re = 194225,94$$

$$f = 0,034471$$

$$J_s = 0,1007785$$

$$\Delta H_s = 1,0654812$$

Portanto, a perda de carga total na sucção será:

$$\Delta H_s = J_s \cdot L_s$$

9.4.4.2 Perda de Carga na Tubulação de Recalque

$$\text{Diâmetro Adot. } d_{\text{adot}} = 0,1 \text{ m}$$

Recalque			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Saída	32D	3,2	m
Válvula waffer	45D	4,5	m
Curva 90°	12,8D	1,28	m
Comp. Real	4	4	m
Comp. Total (L_s)		12,98	m

Usando as mesmas equações da sucção, podemos calcular a perda de carga no recalque.

$$Re = 145669,46$$

$$f = 0,0379075$$

$$J_r = 0,0262994$$

$$\Delta H_r = 0,3413661$$

9.4.5) CÁLCULO DA ALTURA MANOMÉTRICA (H_m)

ALTURA GEOMÉTRICA

$$H_g = 3,45 \text{ m}$$

SOMATÓRIO DAS PERDAS DE CARGA

$$\sum \Delta H = 2,69 \text{ m}$$

ALTURA MANOMÉTRICA

$$H_m = 6,14 \text{ m}$$

$$H_m = H_g + \sum \Delta H$$

9.5) BOMBA PARA LAVAGEM DO FILTRO

Para a seleção da bomba de lavagem do filtro, são indicados os parâmetros vazão (Q) e altura manométrica (H_m).

10) SISTEMA DE FILTRAÇÃO

10.1) PERDA DE CARGA DURANTE A FILTRAÇÃO

10.1.1) DETERMINAÇÃO DO DIÂMETRO DAS TUBULAÇÕES

Velocidades máximas	Diâmetros	Velocidades	Verificações
$V_{fa,máx} = 0,60 \text{ m/s}$	$D_{f,a} = 75 \text{ mm}$	$V_{fa} = 0,31 \text{ m/s}$	OK!
$V_{fe,máx} = 1,25 \text{ m/s}$	$D_{f,e} = 75 \text{ mm}$	$V_{fe} = 0,31 \text{ m/s}$	OK!

Diâmetro Adot. $d_{adot} = 0,075 \text{ m}$ (sucção)

Sucção			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Entrada	14,7D	1,1025	m
Curva 90°	12,8D	0,96	m
Comp. Real	1,58	1,58	m
Comp. Total (L_r)		3,6425	m

Conhecendo-se a vazão ($Q = 0,00139 \text{ m}^3/\text{s}$), o diâmetro ($D = 0,075 \text{ m}$) e o coeficiente de rugosidade ($\epsilon = 0,1 \text{ mm}$, para pvc), a perda de carga unitária na sucção (J_s) pode ser calculada pela equação a seguir.

$$J_s = \frac{8 \cdot f \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \quad f = \frac{0,25}{\left(\log\left(\frac{\epsilon}{3,7 \cdot d}\right) + \left(\frac{5,74}{Re^{0,9}}\right)\right)^2} \quad Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d \cdot v}$$

$$Re = 29440,018$$

$$f = 0,0344824$$

$$J_s = 0,0023162$$

$$\Delta H_s = 0,0084367$$

Diâmetro Adot. $d_{adot} = 0,075 \text{ m}$ (recalque)

Recalque			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Saída	32D	2,4	m
Válvula waffer	45D	3,375	m
Tê passagem direta	21,8D	1,635	m
2xCurva 90°	2x12,8D	1,92	m
Comp. Real	2,63	2,63	m
Comp. Total (L_s)		11,96	m

Usando as mesmas equações da sucção, podemos calcular a perda de carga no recalque.

$$Re = 29440,018$$

$$f = 0,0344824$$

$$J_r = 0,0023162$$

$$\Delta H_f = 0,0277016$$

10.1.2) PERDA DE CARGA NO SISTEMA DE DRENAGEM

Número de vigas por filtro N_v	2
Espaçamento entre os orifícios X_o (m)	0,2
Número de orifícios N_o	42
Diâmetro de cada orifício D_o (pol.)	0,75
Diâmetro de cada orifício D_o (m)	0,01905
Área de cada orifício A_o (m ²)	0,000285015
Vazão em cada orifício Q_o (m ³ /s)	3,30688E-05
Velocidade de passagem pelo orifício V_o	0,116024894
Coeficiente de descarga C_d	0,61

Segundo Richter (1995),

$$h_o = \frac{\left(\frac{q_o}{C_d \cdot A} \right)^2}{2 \cdot g}$$

$$h_f = 0,002 \text{ m}$$

10.1.3) PERDA DE CARGA NO LEITO (AREIA)

CÁLCULO VELOCIDADE DE FILTRAÇÃO

$$V_f = 0,0017684 \text{ m/s}$$

$$V_f = \frac{Q_f}{A_f}$$

Subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)	x_i/d_{eqi}
1	0,07800	0,00042	0,00030	0,11	0,0004	312,13
2	0,07800	0,00059	0,00042	0,11	0,0005	222,57
3	0,07800	0,00071	0,00059	0,11	0,0006	171,19
4	0,06000	0,00084	0,00071	0,09	0,0008	110,36
5	0,20000	0,00100	0,00084	0,28	0,0009	309,97
6	0,11000	0,00190	0,00100	0,16	0,0014	113,36
7	0,10000	0,01410	0,00190	0,14	0,0052	27,44
Total	0,70		Total	1,00	Total	1267,0

$$h_f = 0,294 \text{ m}$$

Segundo Libânio (2008),

$$\frac{H_f}{L_f} = \frac{180 \cdot \mu \cdot V \cdot L \cdot (1-P)^2}{\gamma \cdot P^3 \cdot C_e^2} \sum \frac{X_i}{(D_{eqi})^2}$$

10.1.4) PERDA DE CARGA NA CAMADA SUPORTE

Subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)	x_i/d_{eqi}
1	0,15	0,0381	0,0254	0,27	0,031	8,77
2	0,1	0,0254	0,0190	0,18	0,022	8,28
3	0,1	0,0190	0,0127	0,18	0,016	11,70
4	0,1	0,0127	0,0064	0,18	0,009	20,17
5	0,1	0,0064	0,0032	0,18	0,005	40,18
Total	0,55		Total	1,00	Total	89,09

$$h_f = 0,00052 \text{ m}$$

Segundo Libânio (2008),

$$\frac{H_f}{L_f} = \frac{180 \cdot \mu \cdot V \cdot L \cdot (1-P)^2}{\gamma \cdot P^3 \cdot C_e^2} \sum \frac{X_i}{(D_{eqi})^2}$$

10.1.5 PERDA DE CARGA NO VERTEDOR DE SAÍDA EM CAIXA INDIVIDUAL

ALTURA DA LÂMINA LÍQUIDA (h_f)

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

$$h_f = \left[\frac{Q}{1,84 \times B} \right]^{2/3}$$

10.1.6) PERDA DE CARGA TOTAL (H_{Tfd}) - FILTRO DESCENDENTE

$$H_{Tfd} = 0,35100 \text{ m}$$

11) DIMENSIONAMENTO DA PLACA DE ORIFÍCIO

Diâmetro da placa de orifício

$$d = 30 \text{ mm}$$

$$d/D = 40 \%$$

Coeficiente de descarga

$$C_d = 0,61$$

Tempo de Mistura

$$t_m = 3 \text{ s}$$

Perda de Carga

$$h_p = 0,51 \text{ m}$$

Gradiente de velocidade

$$G = 1449 \text{ s}^{-1}$$

Ok!

Segundo Viana (2002), o Gradiente deve ser o maior possível economicamente, e nunca inferior a 1000 s^{-1}

	RESULTADOS OBTIDOS POR FÓRMULAS
	DADOS INSERIDOS

FLOCULADOR DE PEDRAS

DADOS:**VAZÃO**

$$Q = 10 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q = 0,003 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 2,78 \text{ L/s}$$

RAIOS (MAIOR E MENOR) DO TRONCO DO CONE

$$R = 0,75 \text{ m}$$

$$r = 0,15 \text{ m}$$

TEMPO DE DETENÇÃO

$$T_{det.} = 3 \text{ min.}$$

TEMPERATURA DA ÁGUA

$$T = 30 \text{ }^\circ\text{C}$$

PESO ESPECÍFICO

$$\gamma = 9765 \text{ N/m}^3$$

MASSA ESPECÍFICA

$$\rho_a = 995,7 \text{ Kg/m}^3$$

VISCOSIDADE CINEMÁTICA

$$\nu = 0,0000008 \text{ m}^2/\text{s}$$

VISCOSIDADE ABSOLUTA

$$\mu = 0,000798 \text{ Ns/m}^2$$

ACELERAÇÃO DA GRAVIDADE

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

CARACTERÍSTICAS DO MEIO GRANULAR

PEDREGULHO			
Forma	Ângular		
Tamanho dos grãos	6,4	12,7	mm
Coefficiente de esfericidade	0,77		
Porosidade (P)	0,43		
Fator de Forma (ff)	0,78		

DIÂMETRO MÉDIO DOS GRÃOS

$$D_{mg} = 0,0090 \text{ m}$$

$$D_{mg} = 9,02\text{E-}01 \text{ cm}$$

$$D_{mg} = 9,02 \text{ mm}$$

$$D_{mg} = \sqrt{D_{min.} \times D_{max.}}$$

FLOCULADOR DE PEDRA SEGUNDO DIBERNARDO (2005)

CÁLCULO DOS VOLUMES (REAL E ÚTIL)

$$V_r = 1,16 \text{ m}^3$$

$$V_{ut} = 0,50 \text{ m}^3$$

$$V_r = \frac{Q \times T_{det}}{P}$$

$$V_{ut} = V_r \times P$$

ALTURA DO TRONCO DO CONE

$$H = 1,59 \text{ m}$$

$$h = \frac{V_r \times 3}{\pi \cdot (R^2 + R \cdot r + r^2)}$$

CÁLCULO DAS ÁREAS INFERIOR E SUPERIOR DO TRONCO DO CONE

PARTE INFERIOR

$$D_{\text{adot}} = 0,30 \text{ m}$$

$$A_{\text{icorr.}} = 0,07 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{icorr.}} = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$$

VELOCIDADE APROXIMADA INICIAL CORRIGIDA

$$V_{\text{apicorr.}} = 0,0392975 \text{ m/s}$$

$$V_{\text{apicorr.}} = \frac{Q}{A_{\text{icorr.}}}$$

PARTE SUPERIOR

$$D_{\text{adot}} = 1,50 \text{ m}$$

$$A_{\text{scorr.}} = 1,77 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{scorr.}} = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$$

VELOCIDADE APROXIMADA FINAL CORRIGIDA

$$V_{\text{apfcorr.}} = 0,0016 \text{ m/s}$$

$$V_{\text{apfcorr.}} = \frac{Q}{A_{\text{scorr.}}}$$

CÁLCULO DAS PERDAS DE CARGA E DO GRADIENTE NO INÍCIO E FINAL DO FLOCULADOR

$$J_{\text{mgi}} = 0,3255 \text{ m/m} \quad J_{\text{mgi}} = \frac{150 \cdot \vartheta \cdot (1 - P)^2 \cdot V_{\text{apicorr.}}}{g \cdot \varepsilon_0^3 \cdot C_e^2 \cdot D_{\text{mg}}^2} + \frac{1,75 \cdot (1 - P) \cdot V_{\text{apicorr.}}^2}{g \cdot \varepsilon_0^3 \cdot C_e \cdot D_{\text{mg}}}$$

$$Re = 442,0614$$

$$Re = \frac{\rho_a \cdot V_{\text{apicorr.}} \cdot D_{\text{mg}}}{\mu}$$

$$J_{\text{mgf}} = 0,0021 \text{ m/m} \quad J_{\text{mgf}} = \frac{150 \cdot \vartheta \cdot (1 - P)^2 \cdot V_{\text{apfcorr.}}}{g \cdot \varepsilon_0^3 \cdot C_e^2 \cdot D_{\text{mg}}^2} + \frac{1,75 \cdot (1 - P) \cdot V_{\text{apfcorr.}}^2}{g \cdot \varepsilon_0^3 \cdot C_e \cdot D_{\text{mg}}}$$

$$Re = 17,6825$$

$$Re = \frac{\rho_a \cdot V_{\text{apfcorr.}} \cdot D_{\text{mg}}}{\mu}$$

$$G_{\text{mfmgf}} = 603,31 \text{ s}^{-1} \quad G_{\text{mfmgf}} = \sqrt{\frac{\gamma \cdot V_{\text{apicorr.}} \cdot J_{\text{mgi}}}{\mu \cdot P}}$$

$$G_{\text{mfmgf}} = 9,68 \text{ s}^{-1} \quad G_{\text{mfmgf}} = \sqrt{\frac{\gamma \cdot V_{\text{apfcorr.}} \cdot J_{\text{mgf}}}{\mu \cdot P}}$$

NÚMERO DE CAMP

$$CAMP = 1742$$

$$Camp = T_{\text{det.}} \cdot G_{\text{mfmgf}}$$

FLOCULADOR DE PEDRA SEGUNDO RICHTER (1995)

CÁLCULO DOS VOLUMES (REAL E ÚTIL)

$$V_r = 1,16 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{ut}} = 0,50 \text{ m}^3$$

ALTURA DO TRONCO DO CONE

$$H = 1,59 \text{ m}$$

VELOCIDADE DE APROXIMAÇÃO

$$V = 0,004 \text{ m/s}$$

$$V = 0,366 \text{ cm/s}$$

$$V = \frac{Q}{A_{\text{scorr.}} \cdot P}$$

PERMEABILIDADE

$$K = 1,82\text{E-}03 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{P^3 \cdot d^2}{180 \cdot ff^2 \cdot (1 - P)^2}$$

NÚMERO DE REYNOLDS

$$R_e = 1,938$$

$$R_e = \frac{V \cdot K^{1/2}}{\vartheta}$$

COEFICIENTES (a e b)

$$a = 0,0134$$

$$b = 0,0826$$

$$a = \frac{0,162 \cdot (1 - P)^2}{ff^2 \cdot D^2 \cdot P^3} \quad b = \frac{0,081 \cdot (1 - P)}{ff \cdot D \cdot P^3}$$

PERDA DE CARGA UNITÁRIA

$$J = 0,015929$$

$$J = aV + bV^2$$

GRADIENTE DE VELOCIDADE

$$G = 40,707361$$

$$G = \sqrt{\frac{\gamma \cdot V \cdot J}{\mu \cdot P}}$$

DECANTADOR DE ALTA TAXA SEGUNDO RICHTER (1995)

DADOS :

$$V_s = 2 \text{ cm/min}$$

$$V_s = 0,00033 \text{ m/s}$$

$$Q = 10 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q = 0,003 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 2,78 \text{ L/s}$$

$$\theta = 60 \text{ }^\circ$$

$$\theta = 1,05 \text{ RAD}$$

$$N_d = 1$$

$$e = 0,4 \text{ cm} \quad \text{Espessura}$$

$$E = 10 \text{ cm} \quad \text{Espaçamento horizontal}$$

$$L = 1,2 \text{ m}$$

$$S = 1 \quad \text{Para placas planas paralelas(norma 12216)}$$

DISTÂNCIA REAL ENTRE AS PLACAS

$$d = 8,26 \text{ cm}$$

COMPRIMENTO ÚTIL DO CANAL

$$l_u = 115 \text{ cm}$$

COMPRIMENTO CARACTERÍSTICO

$$L_c = 13,92$$

$$L_c = \frac{lu}{d}$$

FATOR DE FORMA

$$F = 6,78$$

$$F = \frac{\text{sen}\theta(\text{sen}\theta + L_c \cdot \cos\theta)}{S}$$

ÁREA

$$A = 1,23 \text{ m}^2$$

$$A = \frac{Q}{F \times V_s}$$

DIÂMETRO DO DECANTADOR

$$D = 1,25 \text{ m}$$

$$D_{\text{adot.}} = 1,5 \text{ m}$$

NÚMERO DE CANAIS

$$N = 8,59$$

$$N_{\text{adot.}} = 8$$

$$N = \frac{A \text{sen } \theta}{d \times h}$$

VELOCIDADE LONGITUDINAL

$$V_o = 0,002 \text{ m/s}$$

$$V_o = 0,20 \text{ cm/s}$$

$$V_o = \frac{Q}{A \text{sen } \theta}$$

RAIO HIDRÁULICO

$$R_H = 0,039 \text{ m}$$

$$R_H = 3,915 \text{ cm}$$

$$R_H = \frac{d \times h}{2(d + h)}$$

NÚMERO DE REYNOLDS

$$Re = 383,0$$

$$R_E = \frac{4R_H \times V_o}{\nu}$$

VELOCIDADE LONGITUDINAL MÁXIMA

$$V_{o\text{max}} = 0,002 \text{ m/s}$$

$$V_{o\text{max}} = 0,23 \text{ cm/s}$$

$$V_{o\text{max}} = \left(\frac{R_E}{8}\right)^{0,5} \times V_s$$

EXTENSÃO DE TRANSIÇÃO

$$L_t = 11,7 \text{ mm}$$

$$L_t = 0,058 \times \frac{V_o \times d}{\nu}$$

TAXA DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL

$$T_{es} = 195,2 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{dia}$$

$$T_{es} = \frac{Q}{N_d \times A}$$

DIMENSÕES CONSTRUTIVAS DO DECANTADOR**2) ALTURA H₃**

$$H_3 = 1,04 \text{ m}$$

$$H_d = L \cdot \text{sen}\theta$$

3) NÚMERO DE PLACAS

$$N_p = 9$$

$$N_p = \frac{A \text{sen } \theta}{A_{ud}}$$

4) DISTÂNCIA ENTRE AS PLACAS

$$D_p = 0,083 \text{ m}$$

5) Distância vertical H_v entre o módulo e os dispositivos de entrada e saída

$$H_v = 0,75 \text{ m}$$

6) Dimensionamento da calha de saída

Segundo VIANA (2002),

$$h_0 = 0,07 \text{ m}$$

$$b = 0,10 \text{ m}$$

$$h_0 = \left(\frac{Q}{1,38 \times b} \right)^{2/3}$$

FILTRO DESCENDENTE

7) CÁLCULO DIÂMETRO E ÁREA DO FILTRO

VAZÃO DA ETA (Q_f)

$$Q_f = 10 \text{ m}^3/\text{h}$$

TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL (T_{as})

$$T_{as} = 280 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$$

ÁREA DO FILTRO (A_f)

$$A_f = 0,857 \text{ m}^2$$

DIÂMETRO CÁLCULADO (D) E ADOTADO (D_{adot})

$$D = 1,045 \text{ m}$$

$$D_{adot} = 1,200 \text{ m}$$

ÁREA DO FILTRO RECALCULADA (A)

$$A = 1,131 \text{ m}^2$$

TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL CORRIGIDA ($T_{as \text{ corr.}}$)

$$T_{as,corr} = 212,207 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$$

Segundo Di Bernardo (2003)

$$A_f = \frac{Q_f \cdot 24}{T_{as}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot A_f}{\pi}}$$

$$A = \frac{\pi \cdot D_{adot}^2}{4}$$

$$T_{as \text{ corr}} = \frac{Q_f \cdot 24}{A}$$

8) CARACTERÍSTICAS DO MEIO FILTRANTE

AREIA			
Espessura da camada (L)	0,7	m	
Tamanho dos grãos	0,3	1,4	mm
Tamanho efetivo - d10	0,43	mm	
Coefficiente de desuniformidade (Cd)	1,7		
Coefficiente de esfericidade (Ce)	0,75		
Massa específica (ρ_s)	2650	Kg/m ³	
Porosidade (P)	0,40	m	

Segundo Di Bernardo (2003), o leito terá essas características ao lado.

CAMADA SUPORTE (PEDREGULHO)			
Espessura da camada (L)	0,55	m	
Tamanho dos grãos	3,2	38,0	mm
Coefficiente de esfericidade (Ce)	0,85		
Porosidade (P)	0,45	m	
Massa específica (ρ_s)	2650	Kg/m ³	

Usou-se a camada suporte ao lado, segundo Di Bernardo (2005).

9) SISTEMA DE LAVAGEM

9.1) CÁLCULO DA VELOCIDADE ASCENCIONAL DA ÁGUA

DADOS:

DIÂMETRO EQUIVALENTE

$$D_{eq} = 0,0006504 \text{ m}$$

TEMPERATURA DA ÁGUA

$$T = 30 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

PESO ESPECÍFICO

$$\gamma = 9765 \text{ N/m}^3$$

MASSA ESPECÍFICA

$$\rho_a = 995,7 \text{ Kg/m}^3$$

VISCOSIDADE CINEMÁTICA

$$\nu = 0,000001 \text{ m}^2/\text{s}$$

VISCOSIDADE ABSOLUTA

$$\mu = 0,000798 \text{ Ns/m}^2$$

ACELERAÇÃO DA GRAVIDADE

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$d_{eq} = \sqrt{d_{sup} \cdot d_{inf}}$$

As equações utilizadas para determinar a velocidade ascencional foram calculadas segundo Libânio (2008).

NÚMERO DE GALILEU

$$Ga = 6980,98$$

$$Ga = \frac{D_{eq}^3 \cdot \rho_a \cdot (\rho_s - \rho_a) \cdot g}{\mu^2}$$

VELOCIDADE MINIMA DE FLUIDIZAÇÃO

$$V_{mf} = 0,0049164 \text{ m/s}$$

$$V_{mf} = 0,2949827 \text{ m/min}$$

$$V_{mf} = \left(\frac{\mu}{\rho_a \cdot D_{eq}} \right) \cdot \left[\sqrt{(33,7)^2 + 0,0408 \cdot Ga} - 33,7 \right]$$

$$V_a = 0,7 \text{ m/min}$$

$$V_a = 0,0117 \text{ m/s}$$

← VELOCIDADE ASCENCIONAL DA ÁGUA

9.2) EXPANSÃO DO MEIO FILTRANTE DURANTE A LAVAGEM

DADOS:

VELOCIDADE INTERTICIAL

$$V_i = 0,01167 \text{ m/s}$$

Cálculo de expansão do meio filtrante durante a lavagem segundo o método utilizado por Libânio (2008).

OBS.: Equações usadas na planilha abaixo.

FÓRMULAS UTILIZADAS NA TABELA ABAIXO

Diâmetro Equivalente (d_{eqi})	$d_{eqi} = \sqrt{d_{sup} \cdot d_{inf}}$
Fração em peso de cada subcamada (i) do meio filtrante entre duas peneiras consecutivas	$X_i = \frac{L_i}{\sum L}$
Número de Galileu (Ga)	$Ga = \frac{D_{eq}^3 \cdot \gamma \cdot (\rho_s - \rho_a)}{\mu^2}$

ETA 11 - CC2

Reynolds Modificado (Re_m)	$Re_m = \frac{C_e \cdot d_{eq} \cdot V_l}{6 \cdot v \cdot (1 - Pe)}$
Velocidade mínima de fluidização (V_{mf})	$V_{mf} = \left(\frac{\mu}{\rho_a \cdot Deq} \right) \cdot \left[\sqrt{(33.7)^2 + 0.0408 \cdot Ga} - 33.7 \right]$
Equação modelo *	$A = \frac{Pe^3}{(1 - Pe)^2} \cdot \left(\frac{\gamma \cdot (\rho_g - \rho) \cdot Ce^3 \cdot d_{eq}^3}{216 \cdot \mu^2} \right)$

*O modelo apresentado pela equação abaixo, é válido para $Re_m > 0,2$, para porosidade $< 0,85$ quando $Re_m < 100$ e inferior a 0,90 quando $Re_m > 100$:

$$\log A = 0,56543 + 1,09348 \log Re_m + 0,17979 (\log Re_m)^2 - 0,00392 (\log Re_m)^4 - 1,5 (\log Ce)^2$$

Subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)
1	0,07800	0,00042	0,00030	0,11	0,000
2	0,07800	0,00059	0,00042	0,11	0,000
3	0,07800	0,00071	0,00059	0,11	0,001
4	0,06000	0,00084	0,00071	0,09	0,001
5	0,20000	0,00100	0,00084	0,28	0,001
6	0,11000	0,00190	0,00100	0,16	0,001
7	0,10000	0,01410	0,00190	0,14	0,005
Total	0,70		Total	1,00	

Ga	V_{mf} (m/s)	Pe_i	$x_i/(1-P_{ei})$	Re_m	A	Meta
1135	0,002	0,700	0,369	2,152	8,4	0,00
3129	0,003	0,612	0,285	2,336	9,3	0,00
6878	0,005	0,546	0,244	2,595	10,6	0,00
11684	0,007	0,503	0,172	2,832	11,8	0,00
19530	0,009	0,464	0,530	3,116	13,3	0,00
66437	0,016	0,381	0,252	4,054	18,7	0,00
3517546	0,054	0,197	0,177	11,737	81,5	0,00
Total			2,03			

POROSIDADE DO MEIO FILTRANTE EXPANDIDO

$P_e = 0,51$

EXPANSÃO DO MEIO FILTRANTE

$E = 21,78 \%$

ALTURA DO MEIO FILTRANTE EXPANDIDO

$L_e = 0,86 \text{ m}$

$$P_e = 1 - \frac{1}{\sum \frac{x_i}{(1 - P_{ei})}}$$

$$E(\%) = \frac{P_{fe} - P_{fo}}{1 - P_{fo}} \cdot 100$$

$$L_{fe} = L_{fo} \cdot \frac{(1 - P_o)}{(1 - P_e)}$$

META* : Artificio do programa EXCEL para realizar iterações. Iterações essas necessárias para o cálculo de expansão.

9.3 COLETA DE ÁGUA DE LAVAGEM E FILTRADA

VAZÃO DE LAVAGEM PARA O FILTRO (Q)

$$Q = 0,0132 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 47,50 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q = V_a \cdot A$$

Cálculo da calha de coleta de água de lavagem e filtrada segue segundo Richter (1995).

LARGURA ÚTIL (b)

$$b = 0,30 \text{ m}$$

ALTURA MÁXIMA DA ÁGUA (H)

$$H = 0,10 \text{ m}$$

$$H_{\text{adot}} = 0,30 \text{ m}$$

$$H = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{1,3 \cdot b}\right)^2}$$

9.4) CÁLCULO DA PERDA DE CARGA DURANTE A LAVAGEM

9.4.1) PERDA DE CARGA NO LEITO (AREIA)

$$h_f = 0,70 \text{ m}$$

Segundo Viana (2002),

$$\frac{H}{L} = \frac{(1 - P_0)(\rho_s - \rho_a)}{\rho_a}$$

9.4.2) PERDA DE CARGA NA CAMADA SUPORTE

$$h_f = 0,50 \text{ m}$$

9.4.3) PERDA DE CARGA NO SISTEMA DE DRENAGEM

Número de vigas por filtro N_v	2
Espaçamento entre os orifícios X_o (m)	0,2
Número de orifícios N_o	52
Diâmetro de cada orifício D_o (pol.)	0,75
Diâmetro de cada orifício D_o (m)	0,019
Área de cada orifício A_o (m ²)	0,0003
Vazão em cada orifício Q_o (m ³ /s)	0,0003
Velocidade de passagem pelo orifício V_o	0,890
Coefficiente de descarga C_d	0,61

Segundo Richter (1995),

$$h_o = \frac{\left(\frac{q_o}{C_d \cdot A}\right)^2}{2 \cdot g}$$

$$h_f = 0,109 \text{ m}$$

9.4.4) PERDA DE CARGA NAS PEÇAS E TUBULAÇÕES

9.4.4.1) Perdas de Carga na Tubulação de Sucção

Dimensionamento das tubulações

Velocidades máximas	Diâmetros	Velocidades	Verificações
$V_{la,máx} = 3,60 \text{ m/s}$	$D_{l,a} = 75 \text{ mm}$	$V_{la} = 2,99 \text{ m/s}$	OK!
$V_{le,máx} = 1,80 \text{ m/s}$	$D_{l,e} = 100 \text{ mm}$	$V_{le} = 1,68 \text{ m/s}$	OK!

$$\text{Diâmetro Ad. } d_{\text{adot}} = 0,075 \text{ m}$$

Sucção	
Acessório	Comprimento equivalente (m)

Válvula waffer	45D	3,375	m
Entrada	14,7D	1,1025	m
Tê de passagem direta	21,8D	1,635	m
Curva 90°	12,8D	0,96	m
Comp. Real	3,5	3,5	m
Comp. Total (L_s)		10,573	m

Conhecendo-se a vazão ($Q = 0,0132 \text{ m}^3/\text{s}$), o diâmetro ($D = 0,075 \text{ m}$) e o coeficiente de rugosidade ($\varepsilon = 0,1 \text{ mm}$, para pvc), a perda de carga unitária na sucção (J_s) pode ser calculada pela equação a seguir

$$J_s = \frac{8 \cdot f \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \quad f = \frac{0,25}{\left(\log\left(\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot d}\right) + \left(\frac{5,74}{Re^{0,9}}\right)\right)^2} \quad Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d \cdot v}$$

$$Re = 279685,35$$

$$f = 0,0344703$$

$$J_s = 0,2089701$$

$$\Delta H_s = 2,2093359$$

Portanto, a perda de carga total na sucção será:

$$\Delta H_s = J_s \cdot L_s$$

9.4.4.2 Perda de Carga na Tubulação de Recalque

$$\text{Diâmetro Adot. } d_{\text{adot}} = 0,1 \text{ m}$$

Recalque			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Saída	32D	3,2	m
Válvula waffer	45D	4,5	m
Curva 90°	12,8D	1,28	m
Comp. Real	4	4	m
Comp. Total (L_s)		12,98	m

Usando as mesmas equações da sucção, podemos calcular a perda de carga no recalque.

$$Re = 209764,02$$

$$f = 0,0379065$$

$$J_r = 0,0545329$$

$$\Delta H_r = 0,7078368$$

9.4.5) CÁLCULO DA ALTURA MANOMÉTRICA (H_m)

ALTURA GEOMÉTRICA

$$H_g = 3,45 \text{ m}$$

SOMATÓRIO DAS PERDAS DE CARGA

$$\sum \Delta H = 4,23 \text{ m}$$

ALTURA MANOMÉTRICA

$$H_m = 7,68 \text{ m}$$

$$H_m = H_g + \sum \Delta H$$

9.5) BOMBA PARA LAVAGEM DO FILTRO

Para a seleção da bomba de lavagem do filtro, são indicados os parâmetros vazão (Q) e altura manométrica (H_m).

10) SISTEMA DE FILTRAÇÃO

10.1) PERDA DE CARGA DURANTE A FILTRAÇÃO

10.1.1) DETERMINAÇÃO DO DIÂMETRO DAS TUBULAÇÕES

Velocidades máximas	Diâmetros	Velocidades	Verificações
$V_{fa,máx} = 0,60 \text{ m/s}$	$D_{f,a} = 100 \text{ mm}$	$V_{fa} = 0,35 \text{ m/s}$	OK!
$V_{fe,máx} = 1,25 \text{ m/s}$	$D_{f,e} = 75 \text{ mm}$	$V_{fe} = 0,63 \text{ m/s}$	OK!

Diâmetro Adot. $d_{adot} = 0,1 \text{ m}$ (sucção)

Sucção			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Entrada	14,7D	1,47	m
Curva 90°	12,8D	1,28	m
Comp. Real	1,58	1,58	m
Comp. Total (L_r)		4,33	m

Conhecendo-se a vazão ($Q = 0,00278 \text{ m}^3/\text{s}$), o diâmetro ($D = 0,1 \text{ m}$) e o coeficiente de rugosidade ($\varepsilon = 0,1 \text{ mm}$, para pvc), a perda de carga unitária na sucção (J_s) pode ser calculada pela equação a seguir.

$$J_s = \frac{8 \cdot f \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \quad f = \frac{0,25}{\left(\log\left(\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot d}\right) + \left(\frac{5,74}{Re^{0,9}}\right)\right)^2} \quad Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d \cdot v}$$

$$Re = 44160,026$$

$$f = 0,0379149$$

$$J_s = 0,0024174$$

$$\Delta H_s = 0,0104674$$

Diâmetro Adot. $d_{adot} = 0,075 \text{ m}$ (recalque)

Recalque			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Saída	32D	2,4	m
Válvula waffer	45D	3,375	m
Tê passagem direta	21,8D	1,635	m
2xCurva 90°	2x12,8D	1,92	m
Comp. Real	2,63	2,63	m
Comp. Total (L_s)		11,96	m

Usando as mesmas equações da sucção, podemos calcular a perda de carga no recalque.

$$Re = 58880,035$$

$$f = 0,034476$$

$$J_r = 0,009263$$

$$\Delta H_f = 0,1107855$$

10.1.2) PERDA DE CARGA NO SISTEMA DE DRENAGEM

Número de vigas por filtro N_v	2
Espaçamento entre os orifícios X_o (m)	0,2
Número de orifícios N_o	52
Diâmetro de cada orifício D_o (pol.)	0,75
Diâmetro de cada orifício D_o (m)	0,01905
Área de cada orifício A_o (m ²)	0,000285015
Vazão em cada orifício Q_o (m ³ /s)	5,34188E-05
Velocidade de passagem pelo orifício V_o	0,187424829
Coefficiente de descarga C_d	0,61

Segundo Richter (1995),

$$h_o = \frac{\left(\frac{q_o}{C_d \cdot A} \right)^2}{2 \cdot g}$$

$$h_f = 0,005 \text{ m}$$

10.1.3) PERDA DE CARGA NO LEITO (AREIA)

CÁLCULO VELOCIDADE DE FILTRAÇÃO

$$V_f = 0,0024561 \text{ m/s}$$

$$V_f = \frac{Q_f}{A_f}$$

Subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)	x_i/d_{eqi}
1	0,07800	0,00042	0,00030	0,11	0,0004	312,13
2	0,07800	0,00059	0,00042	0,11	0,0005	222,57
3	0,07800	0,00071	0,00059	0,11	0,0006	171,19
4	0,06000	0,00084	0,00071	0,09	0,0008	110,36
5	0,20000	0,00100	0,00084	0,28	0,0009	309,97
6	0,11000	0,00190	0,00100	0,16	0,0014	113,36
7	0,10000	0,01410	0,00190	0,14	0,0052	27,44
Total	0,70		Total	1,00	Total	1267,0

$$h_f = 0,408 \text{ m}$$

Segundo Libânio (2008),

$$\frac{H_f}{L_f} = \frac{180 \cdot \mu \cdot V \cdot L \cdot (1-P)^2}{\gamma \cdot P^3 \cdot C_e^2} \sum \frac{X_i}{(D_{eqi})^2}$$

10.1.4) PERDA DE CARGA NA CAMADA SUPORTE

Subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)	x_i/d_{eqi}
1	0,15	0,0381	0,0254	0,27	0,031	8,77
2	0,1	0,0254	0,0190	0,18	0,022	8,28
3	0,1	0,0190	0,0127	0,18	0,016	11,70
4	0,1	0,0127	0,0064	0,18	0,009	20,17
5	0,1	0,0064	0,0032	0,18	0,005	40,18
Total	0,55		Total	1,00	Total	89,09

$$h_f = 0,00072 \text{ m}$$

Segundo Libânio (2008),

$$\frac{H_f}{L_f} = \frac{180 \cdot \mu \cdot V \cdot L \cdot (1-P)^2}{\gamma \cdot P^3 \cdot C_e^2} \sum \frac{X_i}{(D_{eqi})^2}$$

10.1.5 PERDA DE CARGA NO VERTEDOR DE SAÍDA EM CAIXA INDIVIDUAL

ALTURA DA LÂMINA LÍQUIDA (h_f)

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

$$h_f = \left[\frac{Q}{1,84 \times B} \right]^{2/3}$$

10.1.6) PERDA DE CARGA TOTAL (H_{Tfd}) - FILTRO DESCENDENTE

$$H_{Tfd} = 0,56448 \text{ m}$$

11) DIMENSIONAMENTO DA PLACA DE ORIFÍCIO

Diâmetro da placa de orifício

$$d = 50 \text{ mm}$$

$$d/D = 50 \%$$

Coeficiente de descarga

$$C_d = 0,61$$

Tempo de Mistura

$$t_m = 3 \text{ s}$$

Perda de Carga

$$h_p = 0,26 \text{ m}$$

Gradiente de velocidade

$$G = 1024 \text{ s}^{-1}$$

Ok!

Segundo Viana (2002), o Gradiente deve ser o maior possível economicamente, e nunca inferior a 1000 s^{-1}

	RESULTADOS OBTIDOS POR FÓRMULAS
	DADOS INSERIDOS

FLOCULADOR DE PEDRAS

DADOS:**VAZÃO**

$$Q = 15 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q = 0,004 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 4,17 \text{ L/s}$$

RAIOS (MAIOR E MENOR) DO TRONCO DO CONE

$$R = 1,00 \text{ m}$$

$$r = 0,2 \text{ m}$$

TEMPO DE DETENÇÃO

$$T_{det.} = 3 \text{ min.}$$

TEMPERATURA DA ÁGUA

$$T = 30 \text{ }^\circ\text{C}$$

PESO ESPECÍFICO

$$\gamma = 9765 \text{ N/m}^3$$

MASSA ESPECÍFICA

$$\rho_a = 995,7 \text{ Kg/m}^3$$

VISCOSIDADE CINEMÁTICA

$$\nu = 0,0000008 \text{ m}^2/\text{s}$$

VISCOSIDADE ABSOLUTA

$$\mu = 0,000798 \text{ Ns/m}^2$$

ACELERAÇÃO DA GRAVIDADE

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

CARACTERÍSTICAS DO MEIO GRANULAR

PEDREGULHO			
Forma	Ângular		
Tamanho dos grãos	6,4	12,7	mm
Coefficiente de esfericidade	0,77		
Porosidade (P)	0,43		
Fator de Forma (ff)	0,78		

DIÂMETRO MÉDIO DOS GRÃOS

$$D_{mg} = 0,0090 \text{ m}$$

$$D_{mg} = 9,02\text{E-}01 \text{ cm}$$

$$D_{mg} = 9,02 \text{ mm}$$

$$D_{mg} = \sqrt{D_{min.} \times D_{max.}}$$

FLOCULADOR DE PEDRA SEGUNDO DIBERNARDO (2005)

CÁLCULO DOS VOLUMES (REAL E ÚTIL)

$$V_r = 1,74 \text{ m}^3$$

$$V_{ut} = 0,75 \text{ m}^3$$

$$V_r = \frac{Q \times T_{det}}{P}$$

$$V_{ut} = V_r \times P$$

ALTURA DO TRONCO DO CONE

$$H = 1,34 \text{ m}$$

$$h = \frac{V_r \times 3}{\pi \cdot (R^2 + R \cdot r + r^2)}$$

CÁLCULO DAS ÁREAS INFERIOR E SUPERIOR DO TRONCO DO CONE

PARTE INFERIOR

$$D_{\text{adot}} = 0,40 \text{ m}$$

$$A_{\text{icorr.}} = 0,13 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{icorr.}} = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$$

VELOCIDADE APROXIMADA INICIAL CORRIGIDA

$$V_{\text{apicorr.}} = 0,0331573 \text{ m/s}$$

$$V_{\text{apicorr.}} = \frac{Q}{A_{\text{icorr.}}}$$

PARTE SUPERIOR

$$D_{\text{adot}} = 2,00 \text{ m}$$

$$A_{\text{scorr.}} = 3,14 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{scorr.}} = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$$

VELOCIDADE APROXIMADA FINAL CORRIGIDA

$$V_{\text{apfcorr.}} = 0,0013 \text{ m/s}$$

$$V_{\text{apfcorr.}} = \frac{Q}{A_{\text{scorr.}}}$$

CÁLCULO DAS PERDAS DE CARGA E DO GRADIENTE NO INÍCIO E FINAL DO FLOCULADOR

$$J_{\text{mgi}} = 0,2371 \text{ m/m} \quad J_{\text{mgi}} = \frac{150 \cdot \vartheta \cdot (1-P)^2 \cdot V_{\text{apicorr.}}}{g \cdot \varepsilon_0^3 \cdot C_e^2 \cdot D_{\text{mg}}^2} + \frac{1,75 \cdot (1-P) \cdot V_{\text{apicorr.}}^2}{g \cdot \varepsilon_0^3 \cdot C_e \cdot D_{\text{mg}}}$$

$$Re = 372,9893$$

$$Re = \frac{\rho_a \cdot V_{\text{apicorr.}} \cdot D_{\text{mg}}}{\mu}$$

$$J_{\text{mgf}} = 0,0017 \text{ m/m} \quad J_{\text{mgf}} = \frac{150 \cdot \vartheta \cdot (1-P)^2 \cdot V_{\text{apfcorr.}}}{g \cdot \varepsilon_0^3 \cdot C_e^2 \cdot D_{\text{mg}}^2} + \frac{1,75 \cdot (1-P) \cdot V_{\text{apfcorr.}}^2}{g \cdot \varepsilon_0^3 \cdot C_e \cdot D_{\text{mg}}}$$

$$Re = 14,9196$$

$$Re = \frac{\rho_a \cdot V_{\text{apfcorr.}} \cdot D_{\text{mg}}}{\mu}$$

$$G_{\text{mfmgf}} = 473,00 \text{ s}^{-1} \quad G_{\text{mfmgf}} = \sqrt{\frac{\gamma \cdot V_{\text{apicorr.}} \cdot J_{\text{mgi}}}{\mu \cdot P}}$$

$$G_{\text{mfmgf}} = 8,03 \text{ s}^{-1} \quad G_{\text{mfmgf}} = \sqrt{\frac{\gamma \cdot V_{\text{apfcorr.}} \cdot J_{\text{mgf}}}{\mu \cdot P}}$$

NÚMERO DE CAMP

$$CAMP = 1445$$

$$Camp = T_{\text{det.}} \cdot G_{\text{mfmgf}}$$

FLOCULADOR DE PEDRA SEGUNDO RICHTER (1995)

CÁLCULO DOS VOLUMES (REAL E ÚTIL)

$$V_r = 1,74 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{ut}} = 0,75 \text{ m}^3$$

ALTURA DO TRONCO DO CONE

$$H = 1,34 \text{ m}$$

VELOCIDADE DE APROXIMAÇÃO

$$V = 0,003 \text{ m/s}$$

$$V = 0,308 \text{ cm/s}$$

$$V = \frac{Q}{A_{\text{scorr.}} \cdot P}$$

PERMEABILIDADE

$$K = 1,82E-03 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{P^3 \cdot d^2}{180 \cdot ff^2 \cdot (1 - P)^2}$$

NÚMERO DE REYNOLDS

$$R_e = 1,635$$

$$R_e = \frac{V \cdot K^{1/2}}{\vartheta}$$

COEFICIENTES (a e b)

$$a = 0,0134$$

$$b = 0,0826$$

$$a = \frac{0,162 \cdot (1 - P)^2}{ff^2 \cdot D^2 \cdot P^3} \quad b = \frac{0,081 \cdot (1 - P)}{ff \cdot D \cdot P^3}$$

PERDA DE CARGA UNITÁRIA

$$J = 0,0119852$$

$$J = aV + bV^2$$

GRADIENTE DE VELOCIDADE

$$G = 32,434648$$

$$G = \sqrt{\frac{\gamma \cdot V \cdot J}{\mu \cdot P}}$$

DECANTADOR DE ALTA TAXA SEGUNDO RICHTER (1995)**DADOS :**

$$V_s = 2 \text{ cm/min}$$

$$V_s = 0,00033 \text{ m/s}$$

$$Q = 15 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q = 0,004 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 4,17 \text{ L/s}$$

$$\theta = 60 \text{ }^\circ$$

$$\theta = 1,05 \text{ RAD}$$

$$N_d = 1$$

$$e = 0,4 \text{ cm} \quad \text{Espessura}$$

$$E = 10 \text{ cm} \quad \text{Espaçamento horizontal}$$

$$L = 1,2 \text{ m}$$

$$S = 1 \quad \text{Para placas planas paralelas(norma 12216)}$$

DISTÂNCIA REAL ENTRE AS PLACAS

$$d = 8,26 \text{ cm}$$

COMPRIMENTO ÚTIL DO CANAL

$$l_u = 115 \text{ cm}$$

COMPRIMENTO CARACTERÍSTICO

$$L_c = 13,92$$

$$L_c = \frac{lu}{d}$$

FATOR DE FORMA

$$F = 6,78$$

$$F = \frac{\text{sen}\theta(\text{sen}\theta + L_c \cdot \cos\theta)}{S}$$

ÁREA

$$A = 1,84 \text{ m}^2$$

$$A = \frac{Q}{F \times V_s}$$

DIÂMETRO DO DECANTADOR

$$D = 1,53 \text{ m}$$

$$D_{\text{adot.}} = 2 \text{ m}$$

NÚMERO DE CANAIS

$$N = 9,67$$

$$N_{\text{adot.}} = 9$$

$$N = \frac{A \text{sen } \theta}{d \times h}$$

VELOCIDADE LONGITUDINAL

$$V_o = 0,002 \text{ m/s}$$

$$V_o = 0,20 \text{ cm/s}$$

$$V_o = \frac{Q}{A \text{sen } \theta}$$

RAIO HIDRÁULICO

$$R_H = 0,040 \text{ m}$$

$$R_H = 3,966 \text{ cm}$$

$$R_H = \frac{d \times h}{2(d + h)}$$

NÚMERO DE REYNOLDS

$$Re = 388,1$$

$$R_E = \frac{4R_H \times V_o}{\nu}$$

VELOCIDADE LONGITUDINAL MÁXIMA

$$V_{o\text{max}} = 0,002 \text{ m/s}$$

$$V_{o\text{max}} = 0,23 \text{ cm/s}$$

$$V_{o\text{max}} = \left(\frac{R_E}{8}\right)^{0,5} \times V_s$$

EXTENSÃO DE TRANSIÇÃO

$$L_t = 11,7 \text{ mm}$$

$$L_t = 0,058 \times \frac{V_o \times d}{\nu}$$

TAXA DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL

$$T_{es} = 195,2 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{dia}$$

$$T_{es} = \frac{Q}{N_d \times A}$$

DIMENSÕES CONSTRUTIVAS DO DECANTADOR**2) ALTURA H_3**

$$H_3 = 1,04 \text{ m}$$

$$H_d = L \cdot \text{sen}\theta$$

3) NÚMERO DE PLACAS

$$N_p = 10$$

$$N_p = \frac{A \text{sen } \theta}{A_{ud}}$$

4) DISTÂNCIA ENTRE AS PLACAS

$$D_p = 0,083 \text{ m}$$

5) Distância vertical H_v entre o módulo e os dispositivos de entrada e saída

$$H_v = 0,75 \text{ m}$$

6) Dimensionamento da calha de saída

Segundo VIANA (2002),

$$h_0 = 0,10 \text{ m}$$

$$b = 0,10 \text{ m}$$

$$h_0 = \left(\frac{Q}{1,38 \times b} \right)^{2/3}$$

FILTRO DESCENDENTE

7) CÁLCULO DIÂMETRO E ÁREA DO FILTRO

VAZÃO DA ETA (Q_f)

$$Q_f = 15 \text{ m}^3/\text{h}$$

TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL (T_{as})

$$T_{as} = 280 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$$

ÁREA DO FILTRO (A_f)

$$A_f = 1,286 \text{ m}^2$$

DIÂMETRO CÁLCULADO (D) E ADOTADO (D_{adot})

$$D = 1,279 \text{ m}$$

$$D_{adot} = 1,500 \text{ m}$$

ÁREA DO FILTRO RECALCULADA (A)

$$A = 1,767 \text{ m}^2$$

TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL CORRIGIDA ($T_{as \text{ corr.}}$)

$$T_{as,corr} = 203,718 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$$

Segundo Di Bernardo (2003)

$$A_f = \frac{Q_f \cdot 24}{T_{as}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot A_f}{\pi}}$$

$$A = \frac{\pi \cdot D_{adot}^2}{4}$$

$$T_{as \text{ corr}} = \frac{Q_f \cdot 24}{A}$$

8) CARACTERÍSTICAS DO MEIO FILTRANTE

AREIA			
Espessura da camada (L)	0,7	m	
Tamanho dos grãos	0,3	1,4	mm
Tamanho efetivo - d10	0,43	mm	
Coefficiente de desuniformidade (Cd)	1,7		
Coefficiente de esfericidade (Ce)	0,75		
Massa específica (ρ_s)	2650	Kg/m ³	
Porosidade (P)	0,40	m	

Segundo Di Bernardo (2003), o leito terá essas características ao lado.

CAMADA SUPORTE (PEDREGULHO)			
Espessura da camada (L)	0,55	m	
Tamanho dos grãos	3,2	38,0	mm
Coefficiente de esfericidade (Ce)	0,85		
Porosidade (P)	0,45	m	
Massa específica (ρ_s)	2650	Kg/m ³	

Usou-se a camada suporte ao lado, segundo Di Bernardo (2005).

9) SISTEMA DE LAVAGEM

9.1) CÁLCULO DA VELOCIDADE ASCENCIONAL DA ÁGUA

DADOS:

DIÂMETRO EQUIVALENTE

$$D_{eq} = 0,0006504 \text{ m}$$

TEMPERATURA DA ÁGUA

$$T = 30 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

PESO ESPECÍFICO

$$\gamma = 9765 \text{ N/m}^3$$

MASSA ESPECÍFICA

$$\rho_a = 995,7 \text{ Kg/m}^3$$

VISCOSIDADE CINEMÁTICA

$$\nu = 0,000001 \text{ m}^2/\text{s}$$

VISCOSIDADE ABSOLUTA

$$\mu = 0,000798 \text{ Ns/m}^2$$

ACELERAÇÃO DA GRAVIDADE

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$d_{eq} = \sqrt{d_{sup} \cdot d_{inf}}$$

As equações utilizadas para determinar a velocidade ascencional foram calculadas segundo Libânio (2008).

NÚMERO DE GALILEU

$$Ga = 6980,98$$

$$Ga = \frac{D_{eq}^3 \cdot \rho_a \cdot (\rho_s - \rho_a) \cdot g}{\mu^2}$$

VELOCIDADE MINIMA DE FLUIDIZAÇÃO

$$V_{mf} = 0,0049164 \text{ m/s}$$

$$V_{mf} = 0,2949827 \text{ m/min}$$

$$V_{mf} = \left(\frac{\mu}{\rho_a \cdot D_{eq}} \right) \cdot \left[\sqrt{(33,7)^2 + 0,0408 \cdot Ga} - 33,7 \right]$$

$$V_a = 0,7 \text{ m/min}$$

$$V_a = 0,0117 \text{ m/s}$$

← VELOCIDADE ASCENCIONAL DA ÁGUA

9.2) EXPANSÃO DO MEIO FILTRANTE DURANTE A LAVAGEM

DADOS:

VELOCIDADE INTERTICIAL

$$V_i = 0,01167 \text{ m/s}$$

Cálculo de expansão do meio filtrante durante a lavagem segundo o método utilizado por Libânio (2008).

OBS.: Equações usadas na planilha abaixo.

FÓRMULAS UTILIZADAS NA TABELA ABAIXO

Diâmetro Equivalente (d_{eqi})	$d_{eqi} = \sqrt{d_{sup} \cdot d_{inf}}$
Fração em peso de cada subcamada (i) do meio filtrante entre duas peneiras consecutivas	$X_i = \frac{L_i}{\sum L}$
Número de Galileu (Ga)	$Ga = \frac{D_{eq}^3 \cdot \gamma \cdot (\rho_s - \rho_a)}{\mu^2}$

ETA 12 - CC3

Reynolds Modificado (Re_m)	$Re_m = \frac{C_e \cdot d_{eq} \cdot V_l}{6 \cdot v \cdot (1 - Pe)}$
Velocidade mínima de fluidização (V_{mf})	$V_{mf} = \left(\frac{\mu}{\rho_a \cdot Deq} \right) \cdot \left[\sqrt{(33.7)^2 + 0.0408 \cdot Ga} - 33.7 \right]$
Equação modelo *	$A = \frac{Pe^3}{(1 - Pe)^2} \cdot \left(\frac{\gamma \cdot (\rho_g - \rho) \cdot Ce^3 \cdot d_{eq}^3}{216 \cdot \mu^2} \right)$

*O modelo apresentado pela equação abaixo, é válido para $Re_m > 0,2$, para porosidade $< 0,85$ quando $Re_m < 100$ e inferior a 0,90 quando $Re_m > 100$:

$$\log A = 0,56543 + 1,09348 \log Re_m + 0,17979 (\log Re_m)^2 - 0,00392 (\log Re_m)^4 - 1,5 (\log Ce)^2$$

Subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)
1	0,07800	0,00042	0,00030	0,11	0,000
2	0,07800	0,00059	0,00042	0,11	0,000
3	0,07800	0,00071	0,00059	0,11	0,001
4	0,06000	0,00084	0,00071	0,09	0,001
5	0,20000	0,00100	0,00084	0,28	0,001
6	0,11000	0,00190	0,00100	0,16	0,001
7	0,10000	0,01410	0,00190	0,14	0,005
Total	0,70		Total	1,00	

Ga	V_{mf} (m/s)	Pe_i	$x_i/(1-Pe_i)$	Re_m	A	Meta
1135	0,002	0,700	0,369	2,152	8,4	0,00
3129	0,003	0,612	0,285	2,336	9,3	0,00
6878	0,005	0,546	0,244	2,595	10,6	0,00
11684	0,007	0,503	0,172	2,832	11,8	0,00
19530	0,009	0,464	0,530	3,116	13,3	0,00
66437	0,016	0,381	0,252	4,054	18,7	0,00
3517546	0,054	0,197	0,177	11,737	81,5	0,00
Total			2,03			

POROSIDADE DO MEIO FILTRANTE EXPANDIDO

$P_e = 0,51$

EXPANSÃO DO MEIO FILTRANTE

$E = 21,78 \%$

ALTURA DO MEIO FILTRANTE EXPANDIDO

$L_e = 0,86 \text{ m}$

$$P_e = 1 - \frac{1}{\sum \frac{x_i}{(1 - P_{ei})}}$$

$$E(\%) = \frac{P_{fe} - P_{fo}}{1 - P_{fo}} \cdot 100$$

$$L_{fe} = L_{fo} \cdot \frac{(1 - P_o)}{(1 - P_e)}$$

META* : Artificio do programa EXCEL para realizar iterações. Iterações essas necessárias para o cálculo de expansão.

9.3 COLETA DE ÁGUA DE LAVAGEM E FILTRADA

VAZÃO DE LAVAGEM PARA O FILTRO (Q)

$$Q = 0,0206 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 74,22 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q = V_a \cdot A$$

Cálculo da calha de coleta de água de lavagem e filtrada segue segundo Richter (1995).

LARGURA ÚTIL (b)

$$b = 0,30 \text{ m}$$

ALTURA MÁXIMA DA ÁGUA (H)

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

$$H_{\text{adot}} = 0,30 \text{ m}$$

$$H = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{1,3 \cdot b}\right)^2}$$

9.4) CÁLCULO DA PERDA DE CARGA DURANTE A LAVAGEM

9.4.1) PERDA DE CARGA NO LEITO (AREIA)

$$h_f = 0,70 \text{ m}$$

Segundo Viana (2002),

$$\frac{H}{L} = \frac{(1 - P_0)(\rho_s - \rho_a)}{\rho_a}$$

9.4.2) PERDA DE CARGA NA CAMADA SUPORTE

$$h_f = 0,50 \text{ m}$$

9.4.3) PERDA DE CARGA NO SISTEMA DE DRENAGEM

Número de vigas por filtro N_v	3
Espaçamento entre os orifícios X_o (m)	0,2
Número de orifícios N_o	84
Diâmetro de cada orifício D_o (pol.)	0,75
Diâmetro de cada orifício D_o (m)	0,019
Área de cada orifício A_o (m ²)	0,0003
Vazão em cada orifício Q_o (m ³ /s)	0,0002
Velocidade de passagem pelo orifício V_o	0,861
Coefficiente de descarga C_d	0,61

Segundo Richter (1995),

$$h_o = \frac{\left(\frac{q_o}{C_d \cdot A}\right)^2}{2 \cdot g}$$

$$h_f = 0,102 \text{ m}$$

9.4.4) PERDA DE CARGA NAS PEÇAS E TUBULAÇÕES

9.4.4.1) Perdas de Carga na Tubulação de Sucção

Dimensionamento das tubulações

Velocidades máximas	Diâmetros	Velocidades	Verificações
$V_{la,máx} = 3,60 \text{ m/s}$	$D_{l,a} = 150 \text{ mm}$	$V_{la} = 1,17 \text{ m/s}$	OK!
$V_{le,máx} = 1,80 \text{ m/s}$	$D_{l,e} = 200 \text{ mm}$	$V_{le} = 0,66 \text{ m/s}$	OK!

$$\text{Diâmetro Ad. } d_{\text{adot}} = 0,15 \text{ m}$$

Sucção	
Acessório	Comprimento equivalente (m)

Válvula waffer	45D	6,75	m
Entrada	14,7D	2,205	m
Tê de passagem direta	21,8D	3,27	m
Curva 90°	12,8D	1,92	m
Comp. Real	3,5	3,5	m
Comp. Total (L_s)		17,645	m

Conhecendo-se a vazão ($Q = 0,0206 \text{ m}^3/\text{s}$), o diâmetro ($D = 0,15 \text{ m}$) e o coeficiente de rugosidade ($\epsilon = 0,1 \text{ mm}$, para pvc), a perda de carga unitária na sucção (J_s) pode ser calculada pela equação a seguir

$$J_s = \frac{8 \cdot f \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5}$$

$$f = \frac{0,25}{\left(\log\left(\frac{\epsilon}{3,7 \cdot d}\right) + \left(\frac{5,74}{Re^{0,9}}\right)\right)^2} \quad Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d \cdot v}$$

$$Re = 218504,18$$

$$f = 0,0436928$$

$$J_s = 0,0202087$$

$$\Delta H_s = 0,3565831$$

Portanto, a perda de carga total na sucção será:

$$\Delta H_s = J_s \cdot L_s$$

9.4.4.2 Perda de Carga na Tubulação de Recalque

Diâmetro Adot. $d_{\text{adot}} = 0,2 \text{ m}$

Recalque			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Saída	32D	6,4	m
Válvula waffer	45D	9	m
Curva 90°	12,8D	2,56	m
Comp. Real	4	4	m
Comp. Total (L_s)		21,96	m

Usando as mesmas equações da sucção, podemos calcular a perda de carga no recalque.

$$Re = 163878,14$$

$$f = 0,0486425$$

$$J_r = 0,0053389$$

$$\Delta H_r = 0,117242$$

9.4.5) CÁLCULO DA ALTURA MANOMÉTRICA (H_m)

ALTURA GEOMÉTRICA

$$H_g = 3,45 \text{ m}$$

SOMATÓRIO DAS PERDAS DE CARGA

$$\sum \Delta H = 1,78 \text{ m}$$

ALTURA MANOMÉTRICA

$$H_m = 5,23 \text{ m}$$

$$H_m = H_g + \sum \Delta H$$

9.5) BOMBA PARA LAVAGEM DO FILTRO

Para a seleção da bomba de lavagem do filtro, são indicados os parâmetros vazão (Q) e altura manométrica (H_m).

10) SISTEMA DE FILTRAÇÃO

10.1) PERDA DE CARGA DURANTE A FILTRAÇÃO

10.1.1) DETERMINAÇÃO DO DIÂMETRO DAS TUBULAÇÕES

Velocidades máximas	Diâmetros	Velocidades	Verificações
$V_{fa,máx} = 0,60 \text{ m/s}$	$D_{f,a} = 100 \text{ mm}$	$V_{fa} = 0,53 \text{ m/s}$	OK!
$V_{fe,máx} = 1,25 \text{ m/s}$	$D_{f,e} = 75 \text{ mm}$	$V_{fe} = 0,94 \text{ m/s}$	OK!

Diâmetro Adot. $d_{adot} = 0,1 \text{ m}$ (sucção)

Sucção			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Entrada	14,7D	1,47	m
Curva 90°	12,8D	1,28	m
Comp. Real	1,58	1,58	m
Comp. Total (L_r)		4,33	m

Conhecendo-se a vazão ($Q = 0,00416 \text{ m}^3/\text{s}$), o diâmetro ($D = 0,1 \text{ m}$) e o coeficiente de rugosidade ($\varepsilon = 0,1 \text{ mm}$, para pvc), a perda de carga unitária na sucção (J_s) pode ser calculada pela equação a seguir.

$$J_s = \frac{8 \cdot f \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \quad f = \frac{0,25}{\left(\log\left(\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot d}\right) + \left(\frac{5,74}{Re^{0,9}}\right)\right)^2} \quad Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d \cdot v}$$

$$Re = 66240,04$$

$$f = 0,0379115$$

$$J_s = 0,0054387$$

$$\Delta H_s = 0,0235496$$

Diâmetro Adot. $d_{adot} = 0,075 \text{ m}$ (recalque)

Recalque			
Acessório	Comprimento equivalente (m)		
Saída	32D	2,4	m
Válvula waffer	45D	3,375	m
Tê passagem direta	21,8D	1,635	m
2xCurva 90°	2x12,8D	1,92	m
Comp. Real	2,63	2,63	m
Comp. Total (L_s)		11,96	m

Usando as mesmas equações da sucção, podemos calcular a perda de carga no recalque.

$$Re = 88320,053$$

$$f = 0,0344737$$

$$J_r = 0,0208404$$

$$\Delta H_f = 0,2492509$$

10.1.2) PERDA DE CARGA NO SISTEMA DE DRENAGEM

Número de vigas por filtro N_v	3
Espaçamento entre os orifícios X_o (m)	0,2
Número de orifícios N_o	84
Diâmetro de cada orifício D_o (pol.)	0,75
Diâmetro de cada orifício D_o (m)	0,01905
Área de cada orifício A_o (m ²)	0,000285015
Vazão em cada orifício Q_o (m ³ /s)	4,96032E-05
Velocidade de passagem pelo orifício V_o	0,174037341
Coefficiente de descarga C_d	0,61

Segundo Richter (1995),

$$h_o = \frac{\left(\frac{q_o}{C_d \cdot A} \right)^2}{2 \cdot g}$$

$$h_f = 0,004 \text{ m}$$

10.1.3) PERDA DE CARGA NO LEITO (AREIA)

CÁLCULO VELOCIDADE DE FILTRAÇÃO

$$V_f = 0,0023579 \text{ m/s}$$

$$V_f = \frac{Q_f}{A_f}$$

Subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)	x_i/d_{eqi}
1	0,07800	0,00042	0,00030	0,11	0,0004	312,13
2	0,07800	0,00059	0,00042	0,11	0,0005	222,57
3	0,07800	0,00071	0,00059	0,11	0,0006	171,19
4	0,06000	0,00084	0,00071	0,09	0,0008	110,36
5	0,20000	0,00100	0,00084	0,28	0,0009	309,97
6	0,11000	0,00190	0,00100	0,16	0,0014	113,36
7	0,10000	0,01410	0,00190	0,14	0,0052	27,44
Total	0,70		Total	1,00	Total	1267,0

$$h_f = 0,392 \text{ m}$$

Segundo Libânio (2008),

$$\frac{H_f}{L_f} = \frac{180 \cdot \mu \cdot V \cdot L \cdot (1-P)^2}{\gamma \cdot P^3 \cdot C_e^2} \sum \frac{X_i}{(D_{eqi})^2}$$

10.1.4) PERDA DE CARGA NA CAMADA SUPORTE

Subcamada	L (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)	x_i/d_{eqi}
1	0,15	0,0381	0,0254	0,27	0,031	8,77
2	0,1	0,0254	0,0190	0,18	0,022	8,28
3	0,1	0,0190	0,0127	0,18	0,016	11,70
4	0,1	0,0127	0,0064	0,18	0,009	20,17
5	0,1	0,0064	0,0032	0,18	0,005	40,18
Total	0,55		Total	1,00	Total	89,09

$$h_f = 0,00070 \text{ m}$$

Segundo Libânio (2008),

$$\frac{H_f}{L_f} = \frac{180 \cdot \mu \cdot V \cdot L \cdot (1-P)^2}{\gamma \cdot P^3 \cdot C_e^2} \sum \frac{X_i}{(D_{eqi})^2}$$

10.1.5 PERDA DE CARGA NO VERTEDOR DE SAÍDA EM CAIXA INDIVIDUAL

ALTURA DA LÂMINA LÍQUIDA (h_f)

$$h_f = 0,04 \text{ m}$$

$$h_f = \left[\frac{Q}{1,84 \times B} \right]^{2/3}$$

10.1.6) PERDA DE CARGA TOTAL (H_{Tfd}) - FILTRO DESCENDENTE

$$H_{Tfd} = 0,70813 \text{ m}$$

11) DIMENSIONAMENTO DA PLACA DE ORIFÍCIO

Diâmetro da placa de orifício

$$d = 60 \text{ mm}$$

$$d/D = 60 \%$$

Coeficiente de descarga

$$C_d = 0,61$$

Tempo de Mistura

$$t_m = 3 \text{ s}$$

Perda de Carga

$$h_p = 0,26 \text{ m}$$

Gradiente de velocidade

$$G = 1027 \text{ s}^{-1}$$

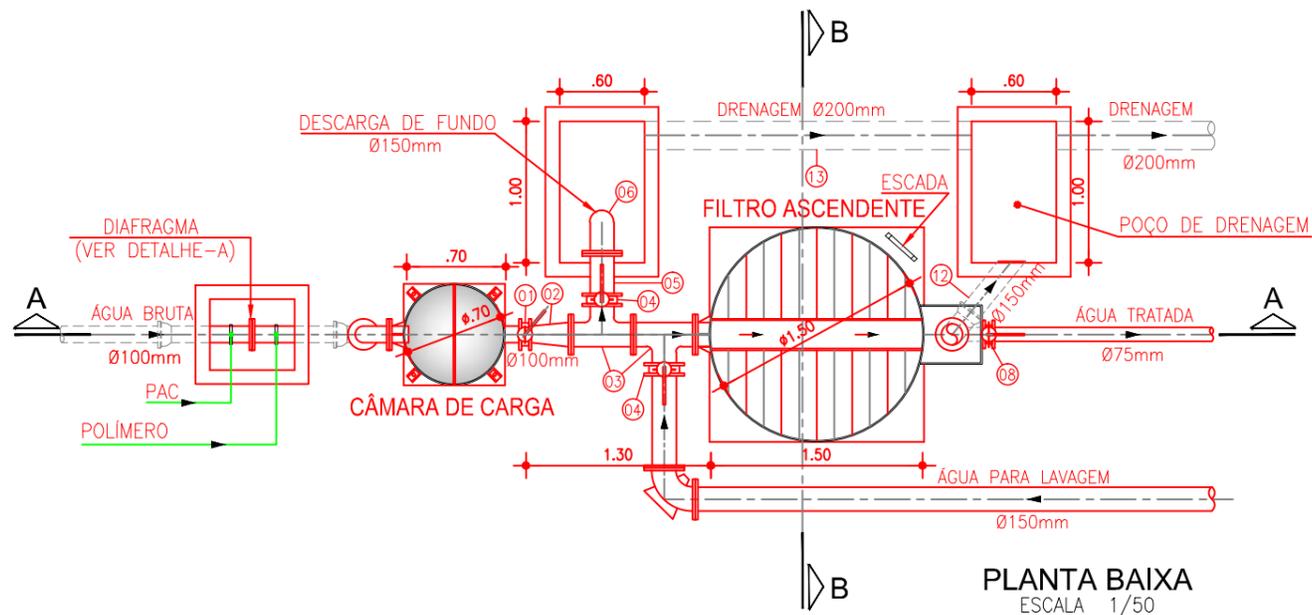
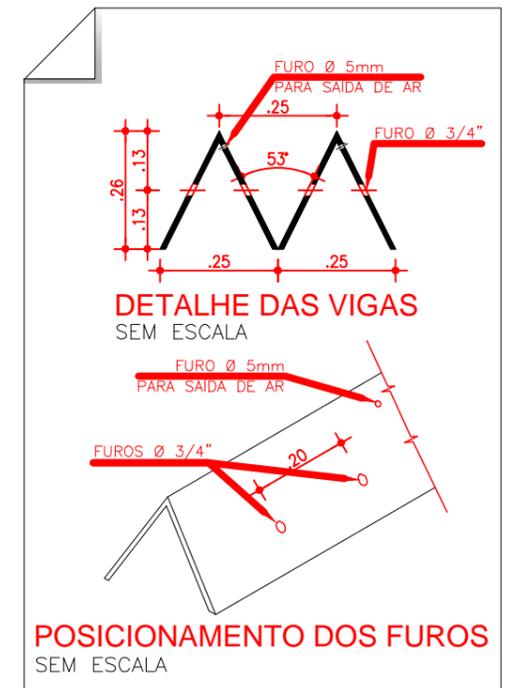
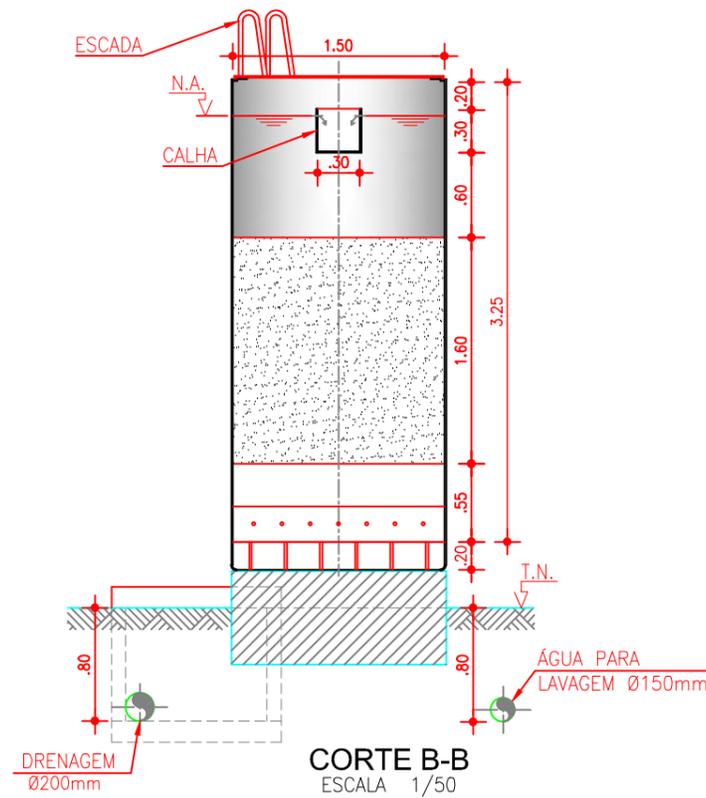
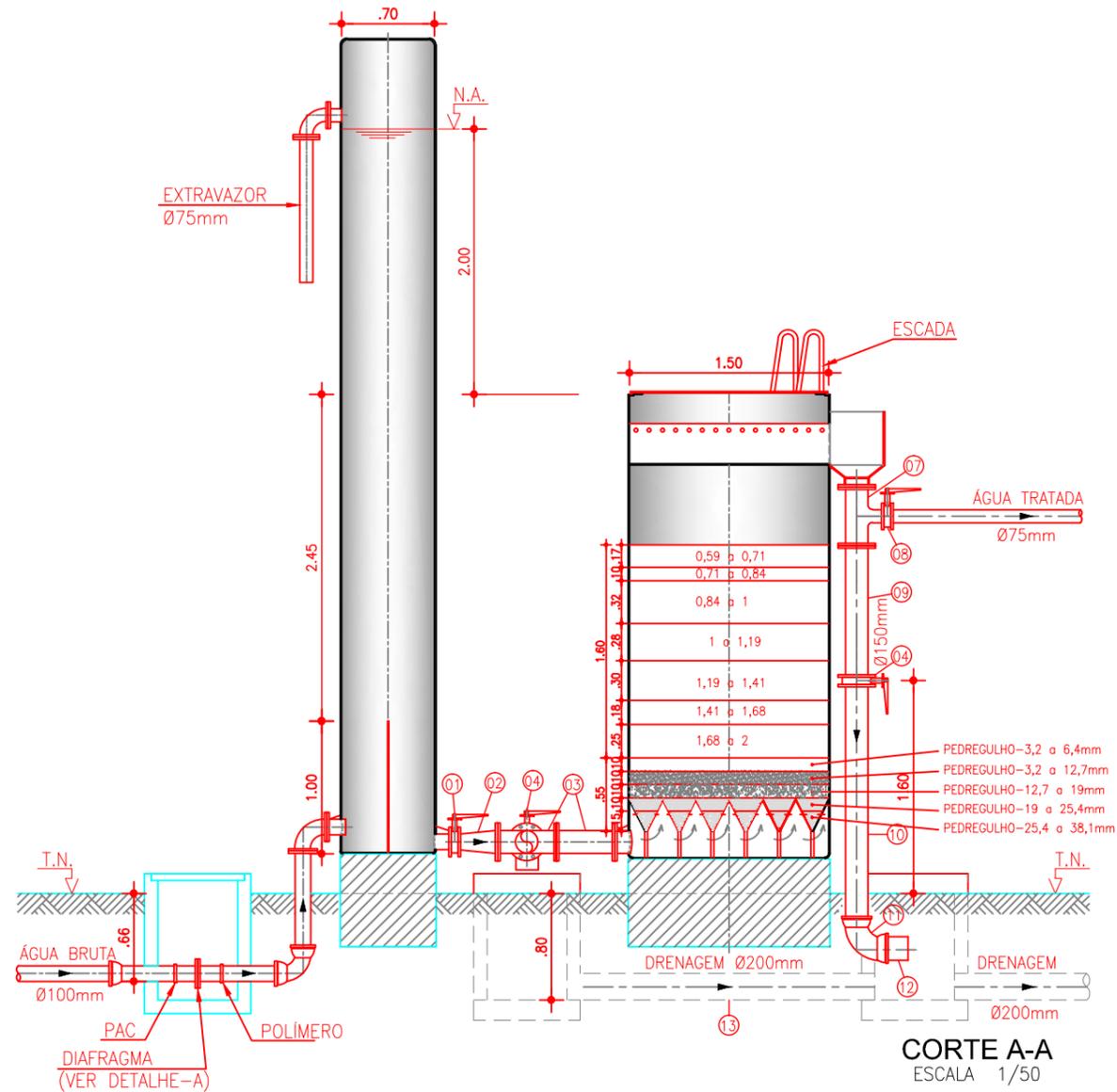
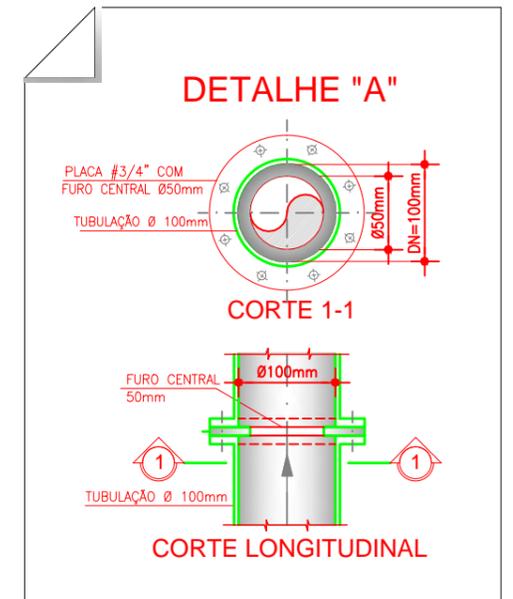
Ok!

Segundo Viana (2002), o Gradiente deve ser o maior possível economicamente, e nunca inferior a 1000 s^{-1}

APÊNDICE D

PROJETO EM AUTOCAD DAS ETAs PADRÕES

ITEM	DISCRIMINAÇÃO	QUANT.	DIAM. mm
01	VÁLVULA WAFFER	1	100
02	REDUÇÃO CONCÊNTRICA PVC C/ FLANGES	1	150x100
03	TÊ PVC C/ FLANGES	2	150
04	VÁLVULA WAFFER	3	150
05	TUBO PVC C/ FLANGES L=0,30m	1	150
06	CURVA 90° PVC C/ FLANGE E PONTA	1	150
07	TÊ PVC C/ FLANGES	1	150x75
08	VÁLVULA WAFFER	1	75
09	TUBO PVC C/ FLANGES L=0,65m	1	150
10	TUBO PVC C/ FLANGE E PONTA L=1,85m	1	150
11	CURVA 90° PVC C/ BOLSAS	1	150
12	TUBO PVC C/ PONTA L=0,55m	1	150
13	TUBO PVC C/ PONTA L=2,30m	1	200



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ

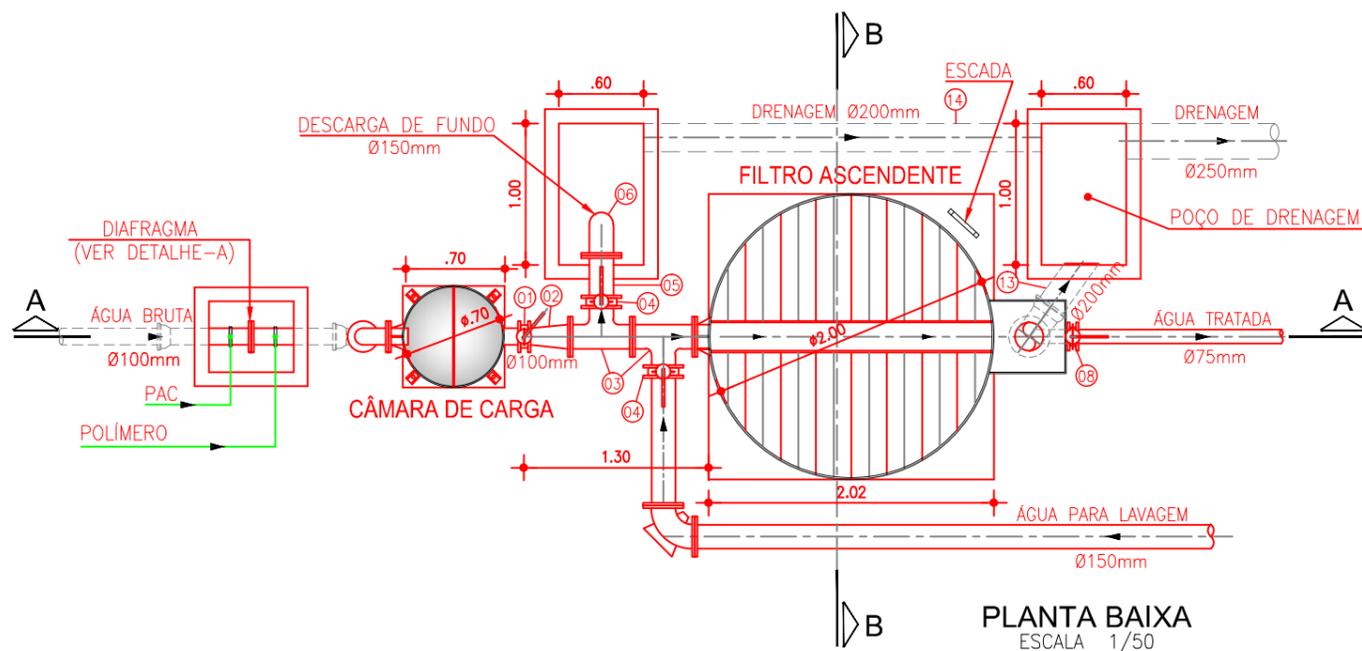
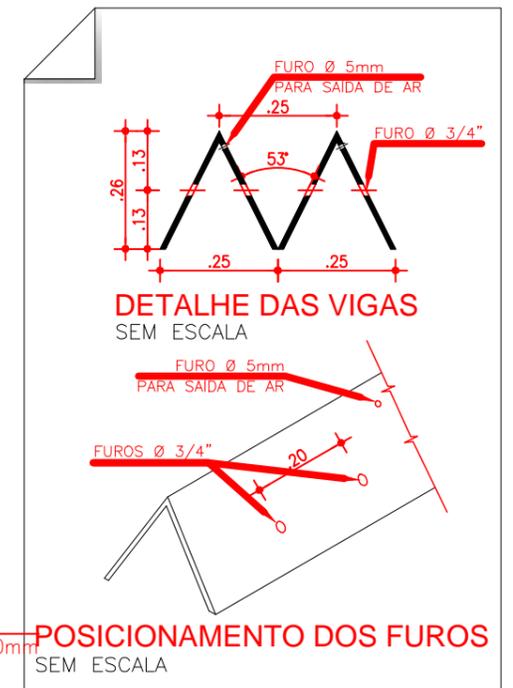
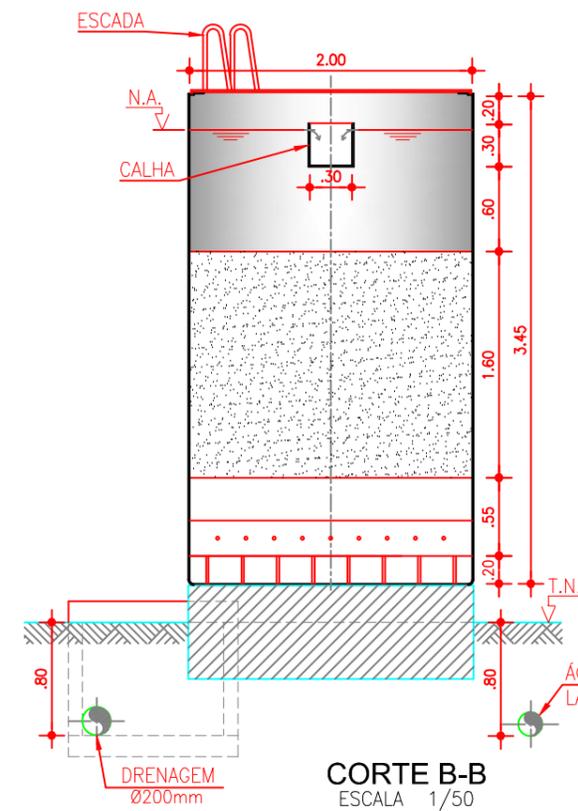
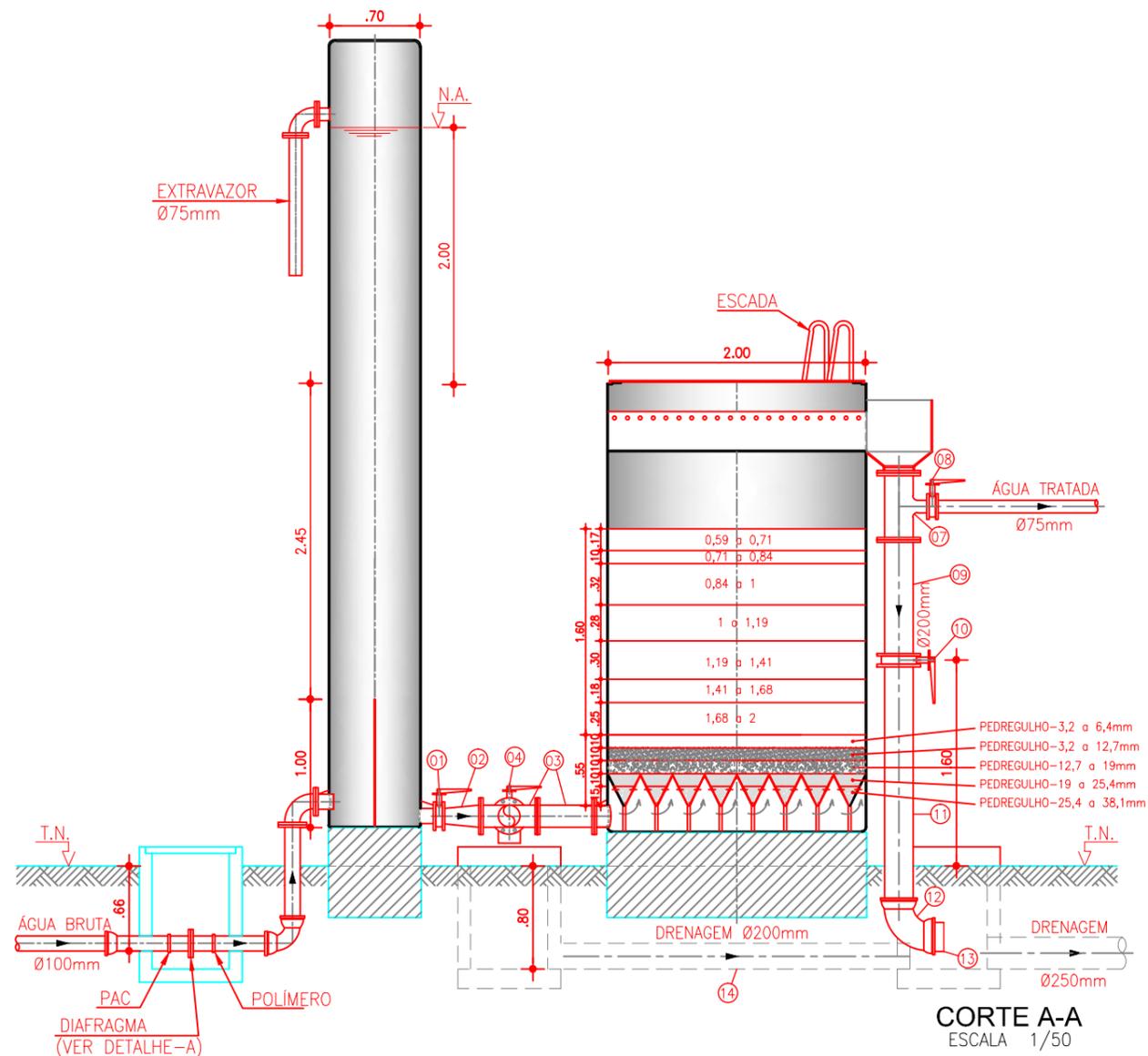
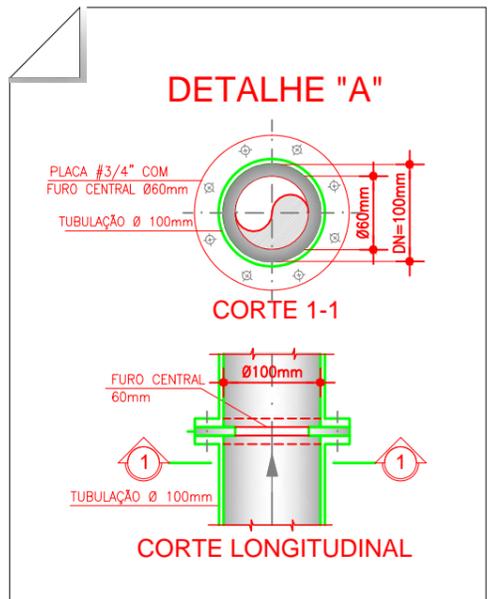
VUNVCE OPVU AÖÖÄ ÖWCE

MESTRADO EM SANEAMENTO AMBIENTAL

TECNOLOGIA DE TRATAMENTO: ETA 02 - FDA2 FEI EÖ	MESTRANDO: FERNANDO VITOR G. PONTE
DESENHO: SEBASTIÃO BARROSO	ORIENTADOR: JOSÉ CAPELO NETO
FOLHA: 01/01	ESCALA: INDICADA
DATA: JUL/2010	

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ

ITEM	DISCRIMINAÇÃO	QUANT.	DIAM. mm
01	VÁLVULA WAFFER	1	100
02	REDUÇÃO CONCÊNTRICA PVC C/ FLANGES	1	150x100
03	TÊ PVC C/ FLANGES	2	150
04	VÁLVULA WAFFER	3	150
05	TUBO PVC C/ FLANGES L=0.30m	1	150
06	CURVA 90° PVC C/ FLANGE E PONTA	1	150
07	TÊ PVC C/ FLANGES	1	200x75
08	VÁLVULA WAFFER	1	75
09	TUBO PVC C/ FLANGES L=0.55m	1	200
10	VÁLVULA WAFFER	1	200
11	TUBO PVC C/ FLANGE E PONTA L=1.90m	1	200
12	CURVA 90° PVC C/ BOLSAS	1	200
13	TUBO PVC C/ PONTA L=0.45m	1	200
14	TUBO PVC C/ PONTA L=2.80m	1	200



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ

VUNVCE OP VU AÓÁ ÖVCE

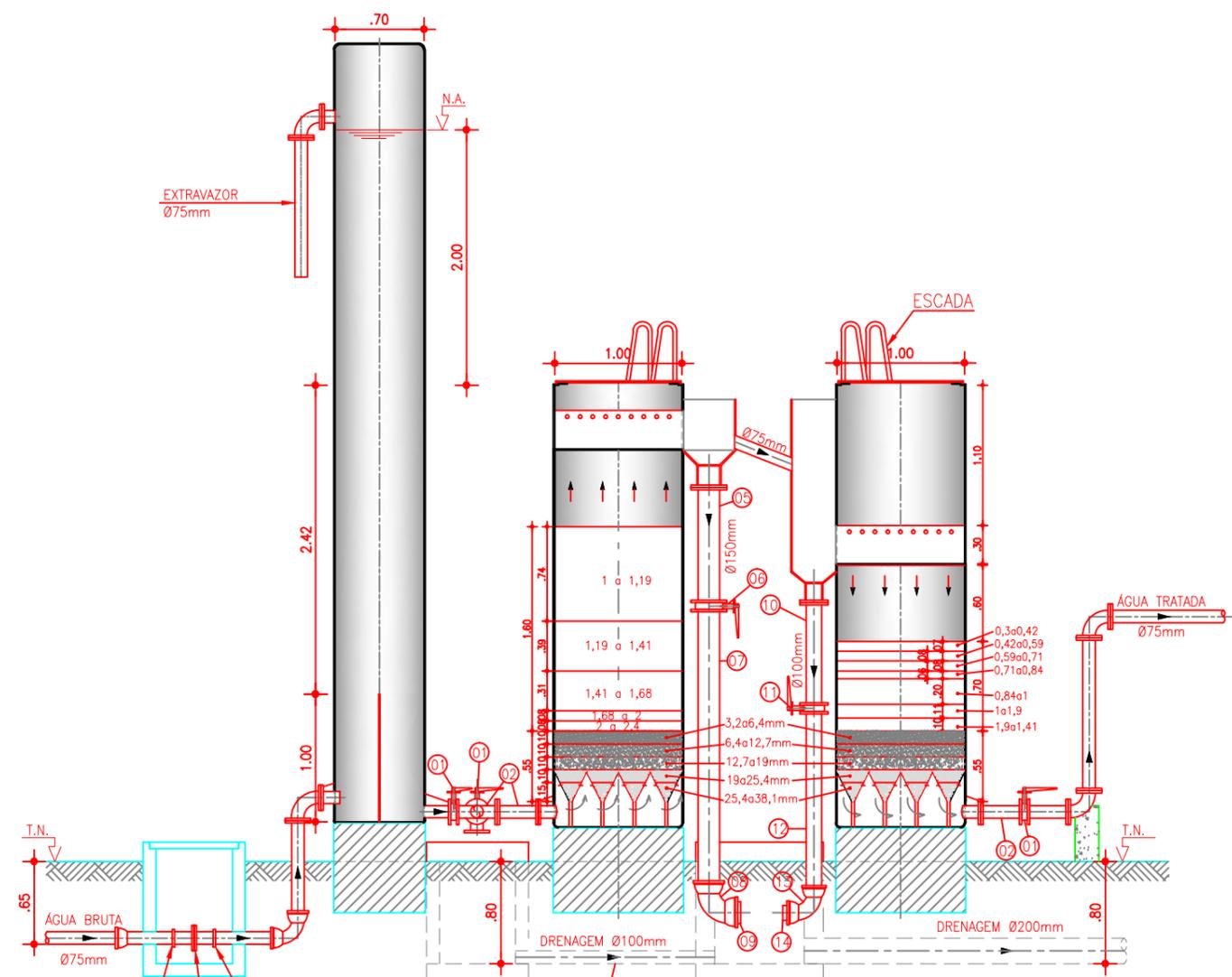
MESTRADO EM SANEAMENTO AMBIENTAL

TECNOLOGIA DE TRATAMENTO: ETA 03 - FDA3 FÍ { @

MESTRANDO: FERNANDO VITOR G. PONTE

ORIENTADOR: JOSÉ CAPELO NETO

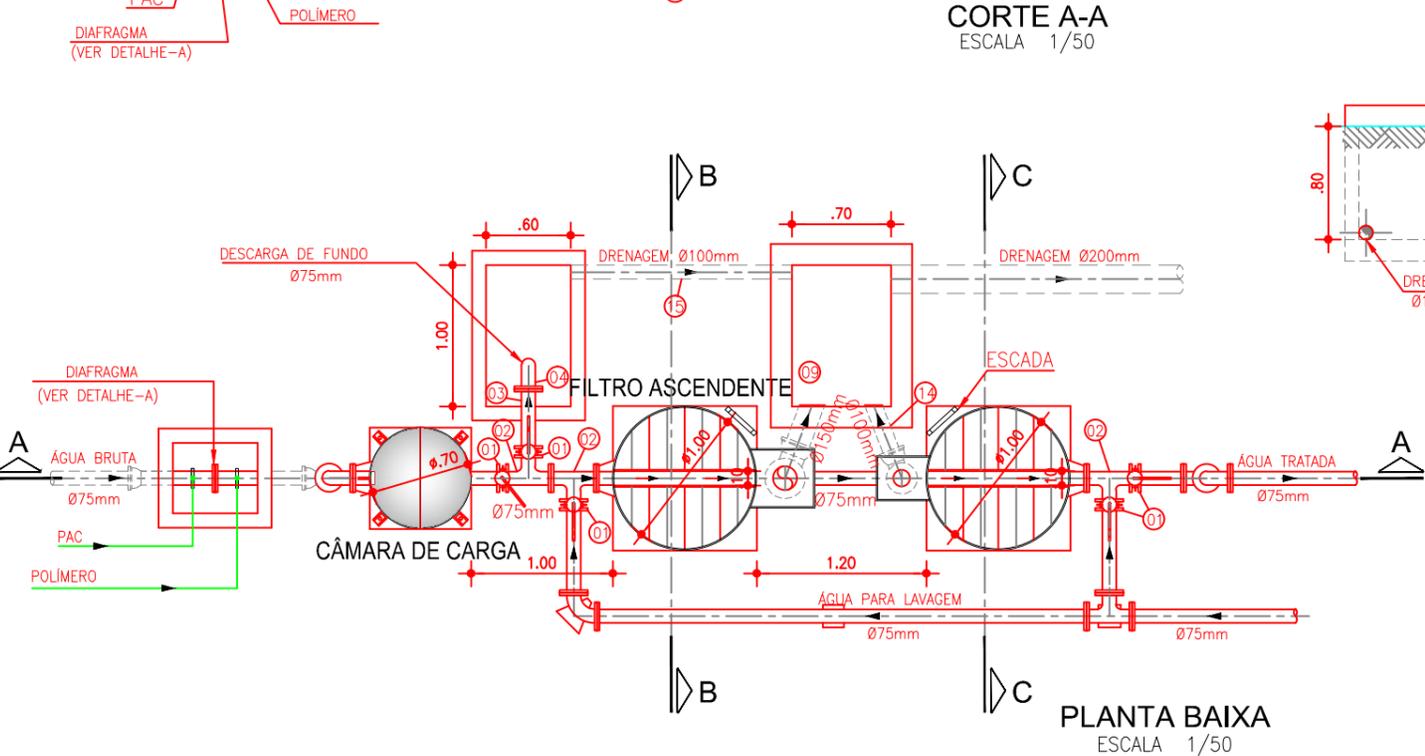
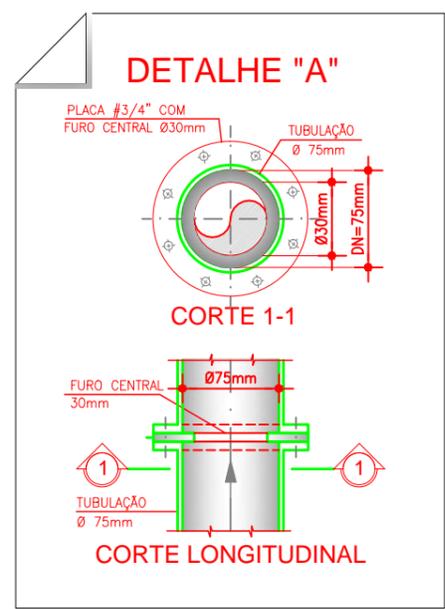
DESENHO: SEBASTIÃO BARROSO FOLHA: 01/01 ESCALA: INDICADA DATA: JUL/2010



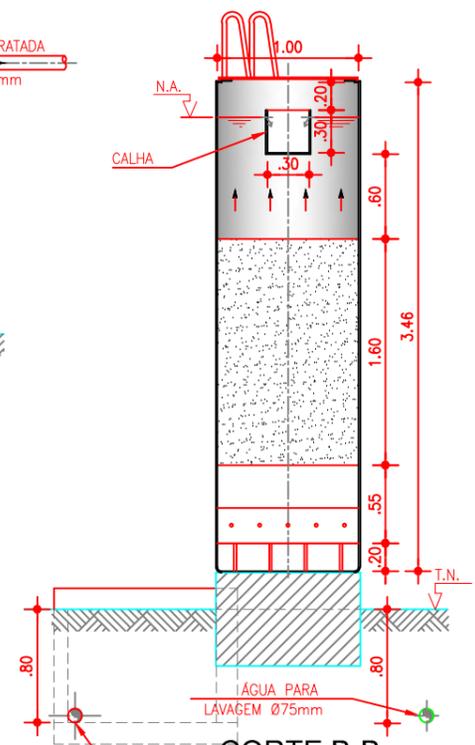
CORTE A-A
ESCALA 1/50

QUANTIDADE DE MATERIAIS

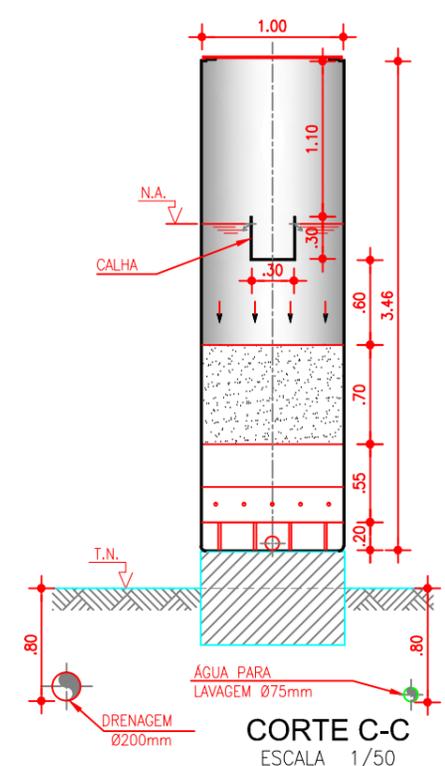
ITEM	DISCRIMINAÇÃO	QUANT.	DIAM. mm.
01	VÁLVULA WAFFER	5	75
02	TÉ F F C/ FLANGES	3	75
03	TUBO F F C/ FLANGES L=0.45m	1	75
04	CURVA 90° F F C/ FLANGE E PONTA	1	75
05	TUBO F F C/ FLANGES L=0.90m	1	150
06	VÁLVULA WAFFER	1	150
07	TUBO F F C/ FLANGES L=2.00m	1	150
08	CURVA 90° F F C/ BOLSAS	1	150
09	TUBO F F C/ FLANGE E PONTA L=0.40m	1	150
10	TUBO F F C/ FLANGES L=0.80m	1	100
11	VÁLVULA WAFFER	1	100
12	TUBO F F C/ FLANGE E PONTA L=1.25m	1	100
13	CURVA 90° F F C/ BOLSAS	1	100
14	TUBO F F C/ PONTAS L=0.45m	1	100
15	TUBO F F C/ PONTA L=1.60m	1	100



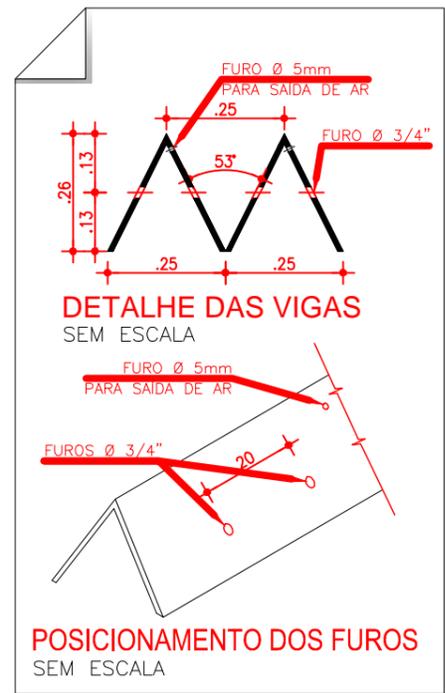
PLANTA BAIXA
ESCALA 1/50



CORTE B-B
ESCALA 1/50



CORTE C-C
ESCALA 1/50



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ

VUNVCE OP VU AÓÁ ÖVCE

MESTRADO EM SANEAMENTO AMBIENTAL

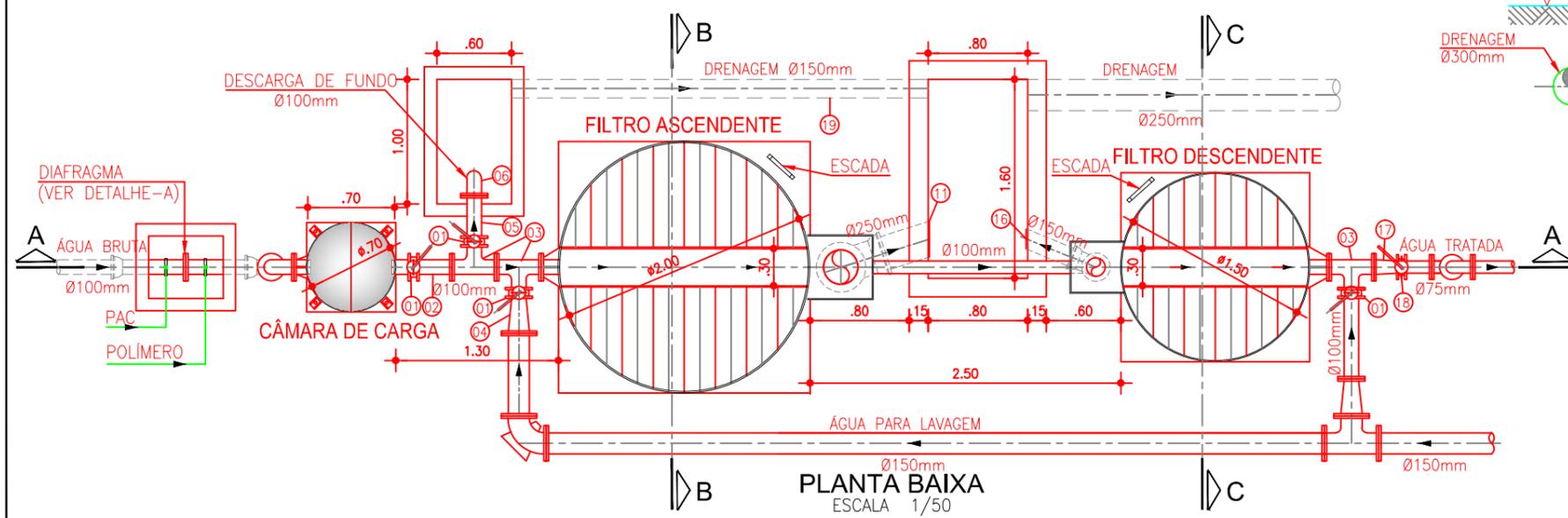
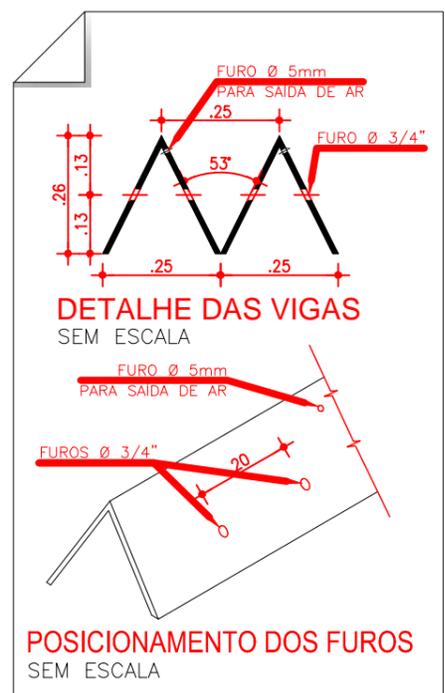
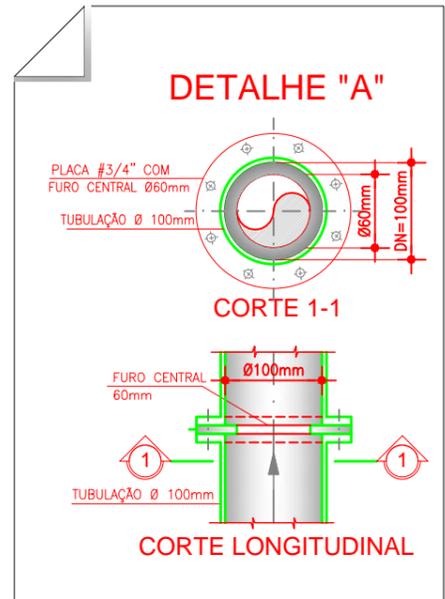
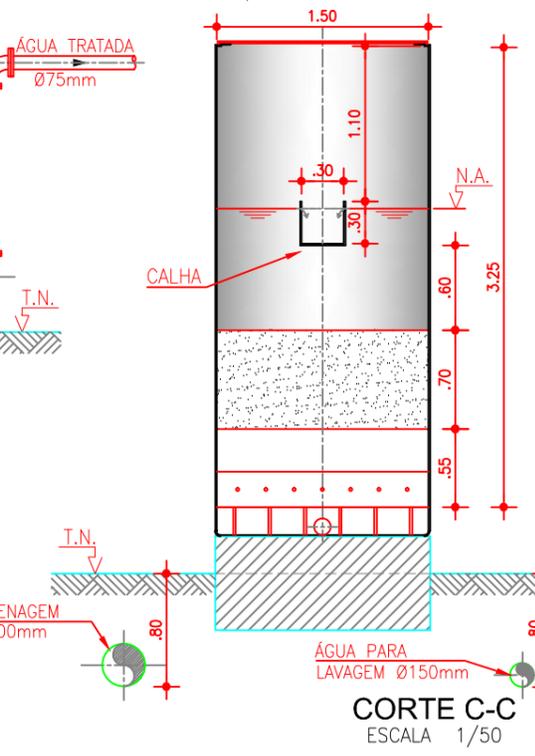
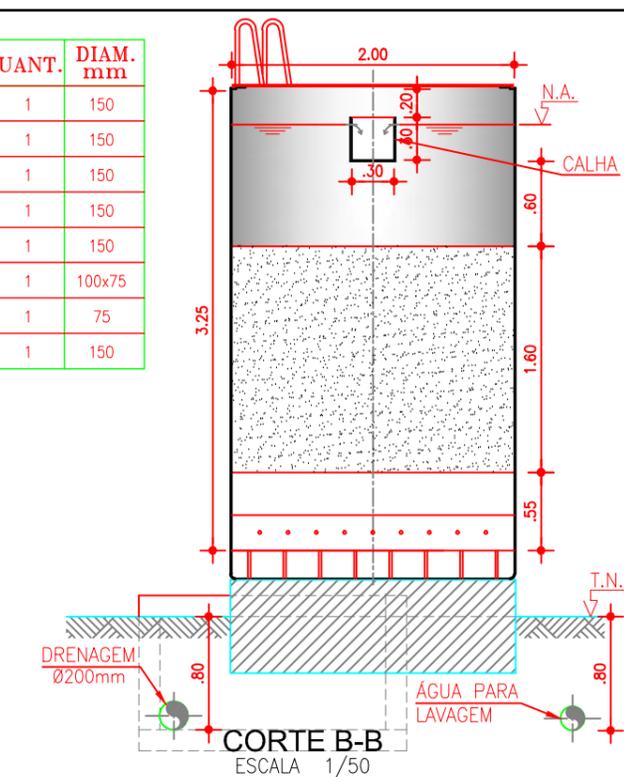
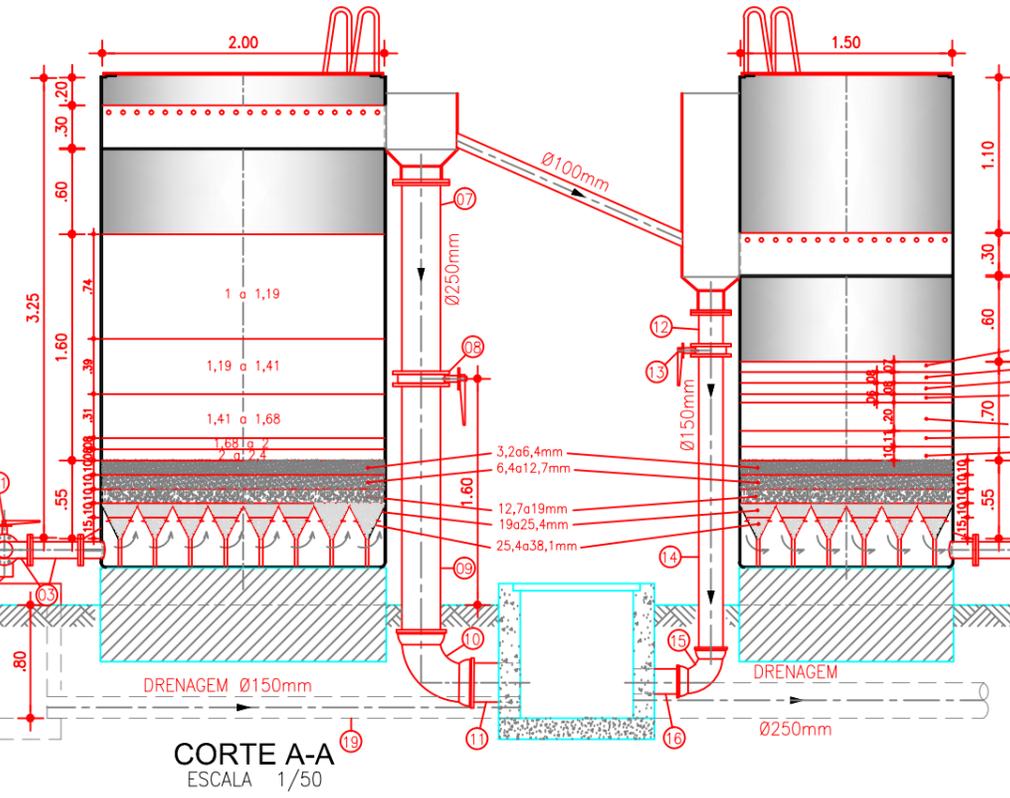
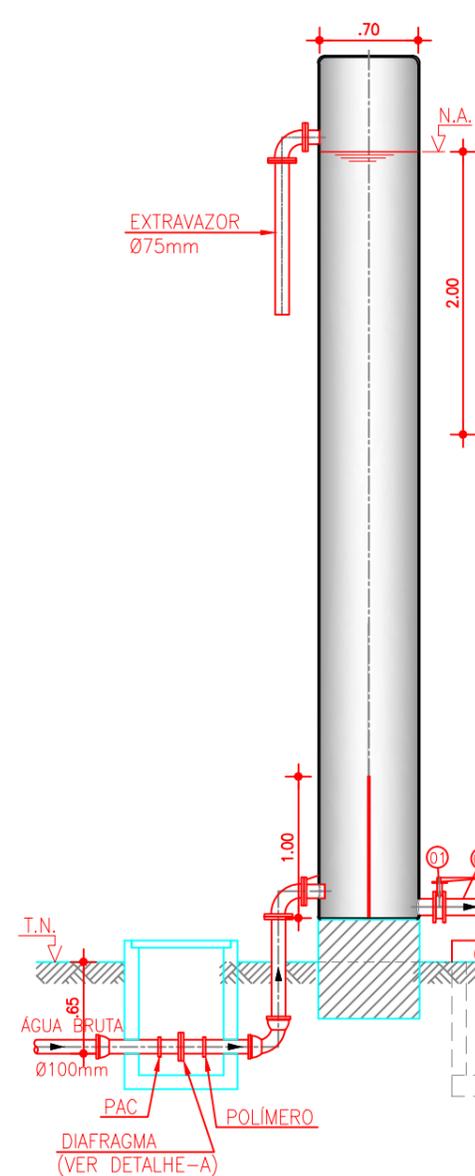
TECNOLOGIA DE TRATAMENTO: ETA 04 - DF1 Í { @	MESTRANDO: FERNANDO VITOR G. PONTE ORIENTADOR: JOSÉ CAPELO NETO		
DESENHO: SEBASTIÃO BARROSO	FOLHA: 01/01	ESCALA: INDICADA	DATA: JUL/2010

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ

ITEM	DISCRIMINAÇÃO	QUANT.	DIAM. mm
01	VÁLVULA WAFER	4	100
02	TUBO F'F' C/ FLANGES L=0.30m	1	100
03	TÉ F'F' C/ FLANGES	3	100
04	REDUÇÃO CONCÊNTRICA F'F' COM FLANGES	1	150x100
05	TUBO F'F' C/ FLANGES L=0.35m	1	100
06	CURVA 90° F'F' C/ FLANGE E PONTA	1	100
07	TUBO F'F' C/ FLANGES L=1.15m	1	250
08	VÁLVULA WAFER	1	250
09	TUBO F'F' C/ FLANGE E PONTA L=1.85m	1	250
10	CURVA 90° F'F' C/ BOLSAS	1	250
11	TUBO F'F' C/ PONTAS L=0.50m	1	250

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ

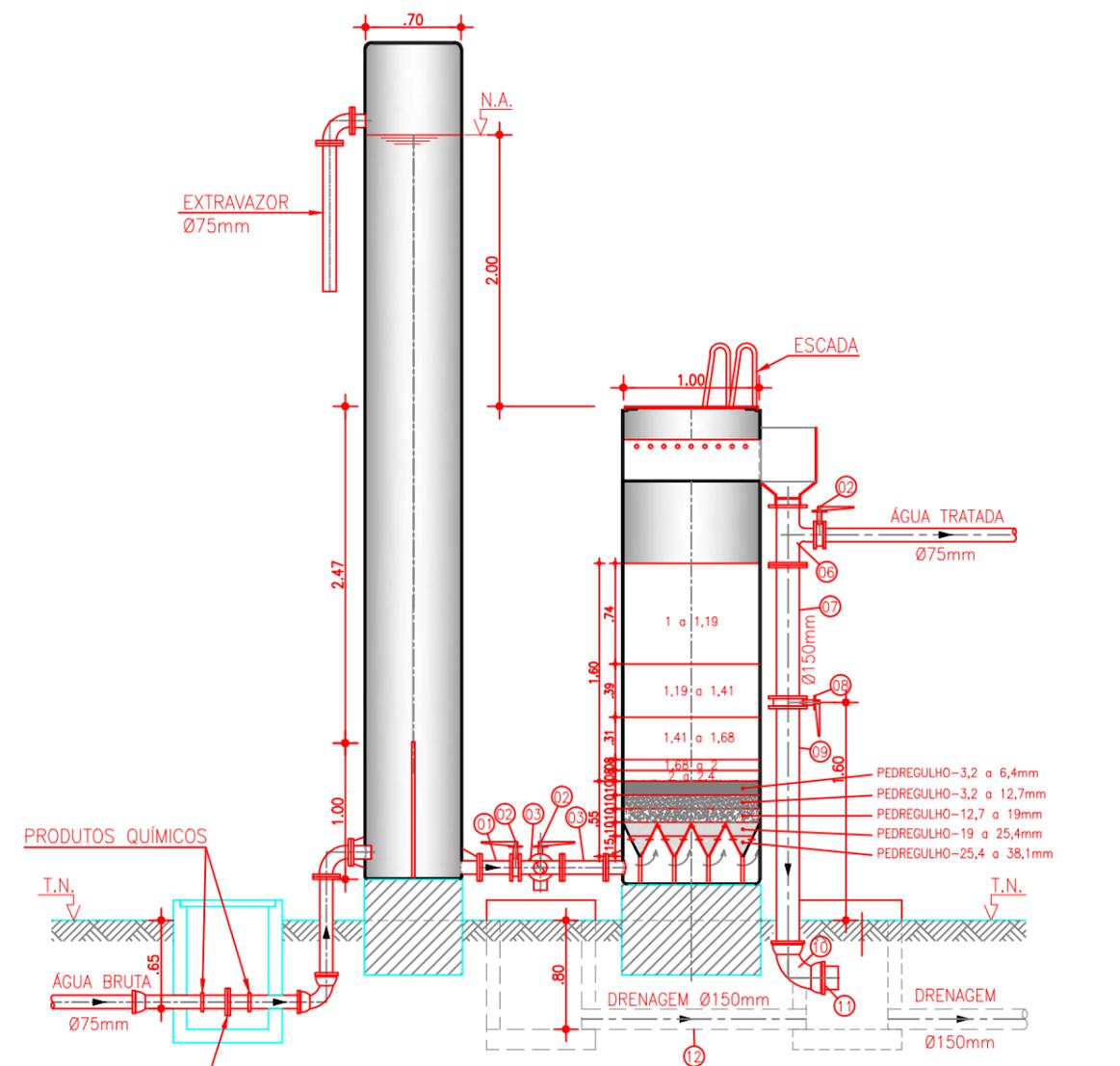
ITEM	DISCRIMINAÇÃO	QUANT.	DIAM. mm
12	TUBO F'F' C/ FLANGES L=0.25m	1	150
13	VÁLVULA WAFER	1	150
14	TUBO F'F' C/ FLANGE E PONTA L=2.15m	1	150
15	CURVA 90° F'F' C/ BOLSAS	1	150
16	TUBO F'F' C/ PONTAS L=0.50m	1	150
17	REDUÇÃO CONCÊNTRICA F'F' COM FLANGES	1	100x75
18	VÁLVULA WAFER	1	75
19	TUBO F'F' C/ PONTA L=3.35m	1	150



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ

VUNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
MESTRADO EM SANEAMENTO AMBIENTAL

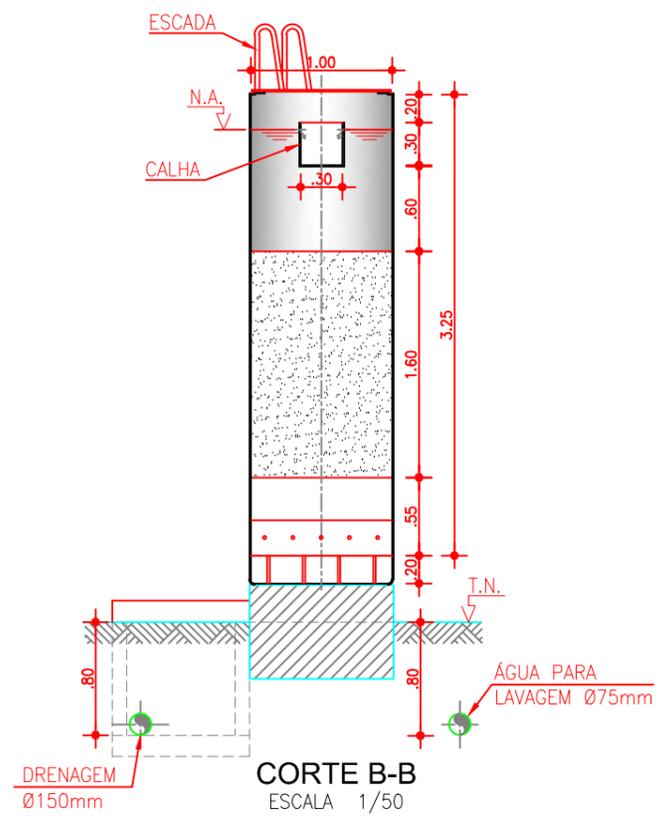
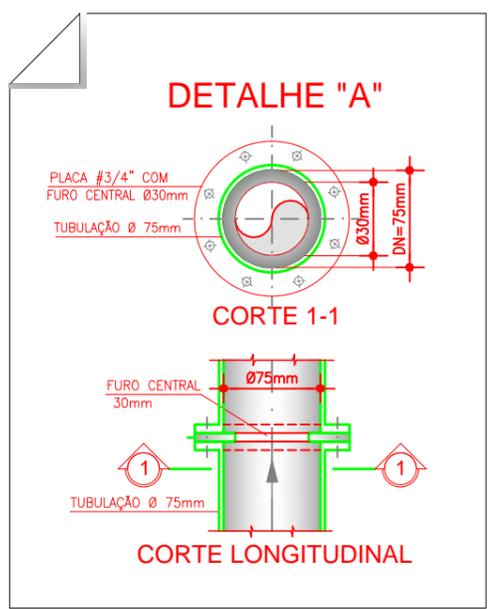
TECNOLOGIA DE TRATAMENTO: ETA 06 - DF3 FÍ { E}	MESTRANDO: FERNANDO VITOR G. PONTE ORIENTADOR: JOSÉ CAPELO NETO
DESENHO: SEBASTIÃO BARROSO	FOLHA: 01/01
ESCALA: INDICADA	DATA: JUL/2010



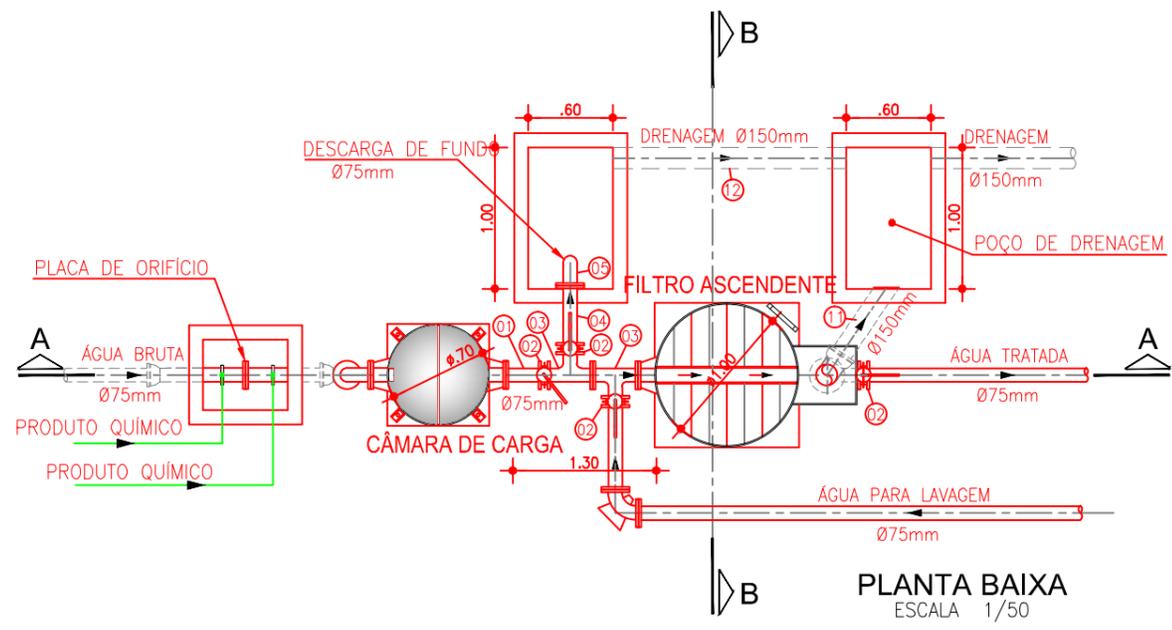
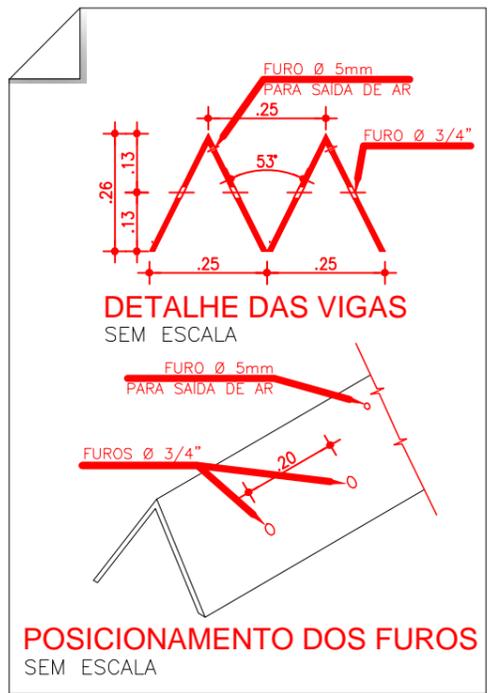
CORTE A-A
ESCALA 1/50

LISTA DE MATERIAIS

ITEM	DISCRIMINAÇÃO	QUANT.	DIAM. mm
01	TOCO DE TUBO PVC C/ FLANGES L=0.25m	1	75
02	VÁLVULA WAFFER	4	75
03	TÊ PVC C/ FLANGES	2	75
04	TUBO PVC C/ FLANGES L=0.45m	1	75
05	CURVA 90° PVC C/ FLANGE E PONTA	1	75
06	TÊ PVC C/ FLANGES	1	150x75
07	TUBO PVC C/ FLANGES L=0.75m	1	150
08	VÁLVULA WAFFER	1	150
09	TUBO PVC C/ FLANGE E PONTA L=1.88m	1	150
10	CURVA 90° PVC C/ BOLSAS	1	150
11	TUBO PVC C/ PONTAS L=0.65m	1	150
12	TUBO PVC C/ PONTA L=1.65m	1	150



CORTE B-B
ESCALA 1/50

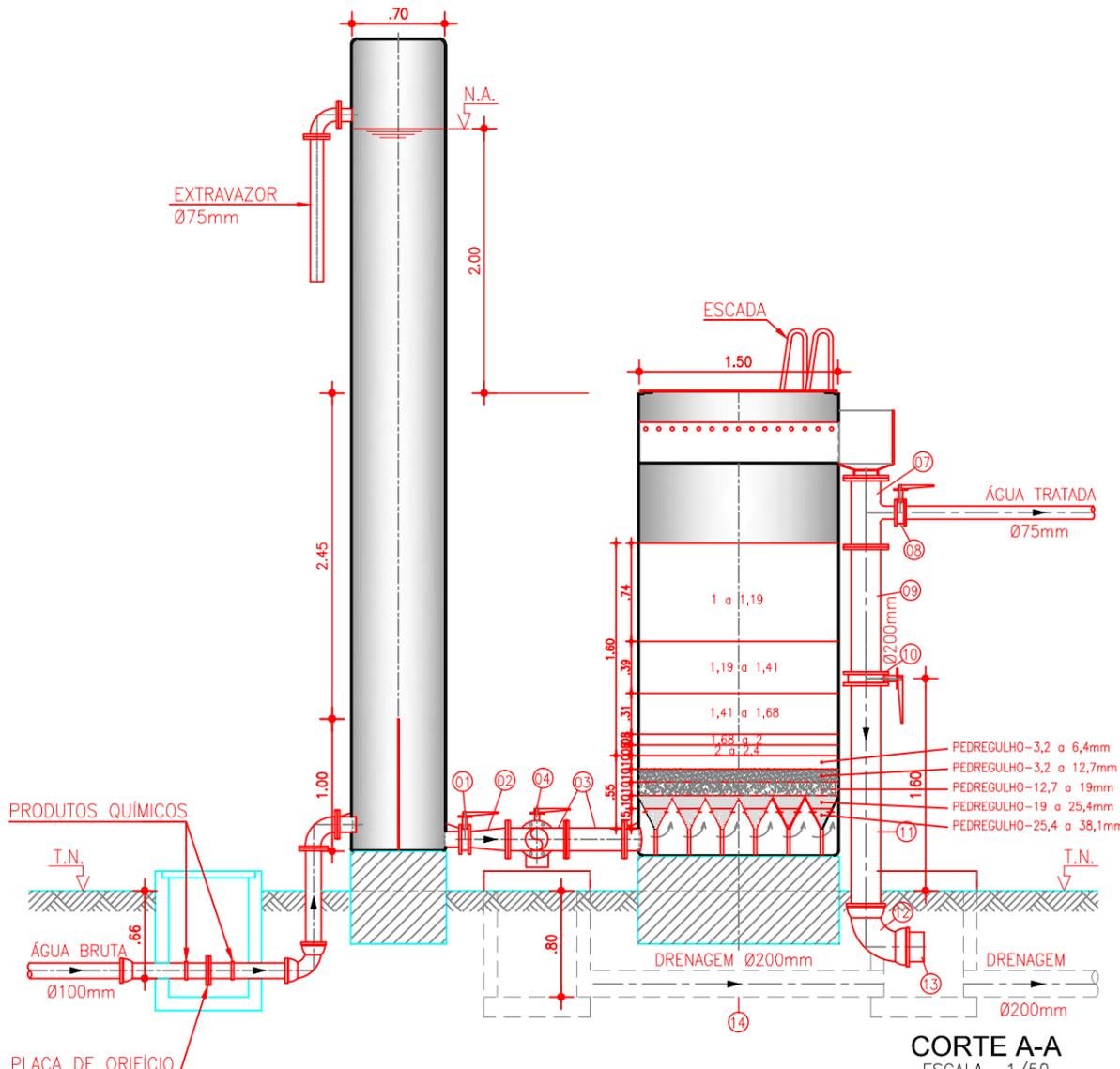


PLANTA BAIXA
ESCALA 1/50

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ

VUNVCE OPVU AOA OWCE
MESTRADO EM SANEAMENTO AMBIENTAL

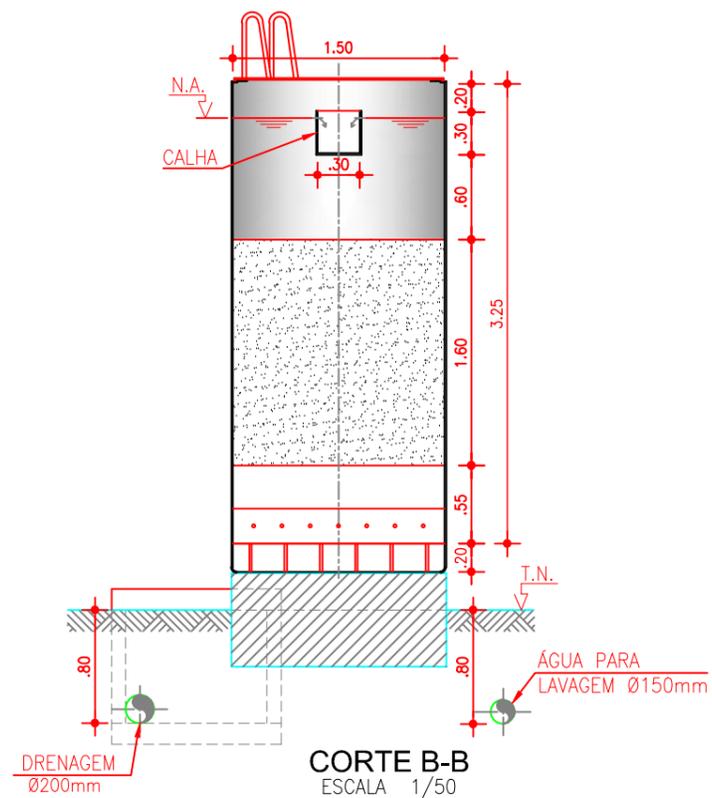
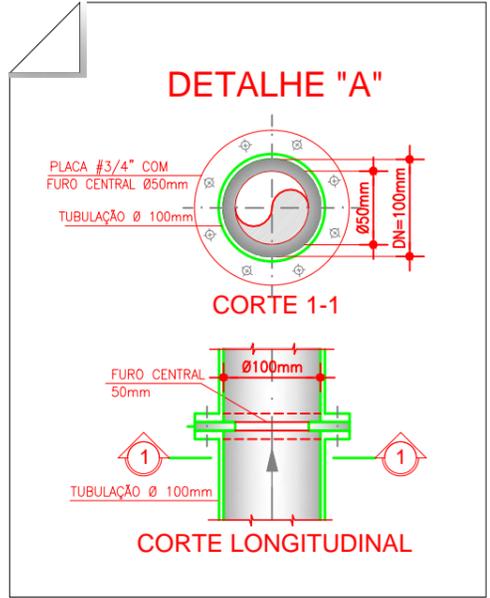
TECNOLOGIA DE TRATAMENTO: ETA 07 - OFA 1 I A E	MESTRANDO: FERNANDO VITOR G. PONTE
DESENHO: SEBASTIÃO BARROSO	ORIENTADOR: JOSÉ CAPELO NETO
FOLHA: 01/01	ESCALA: INDICADA
DATA: JUL/2010	



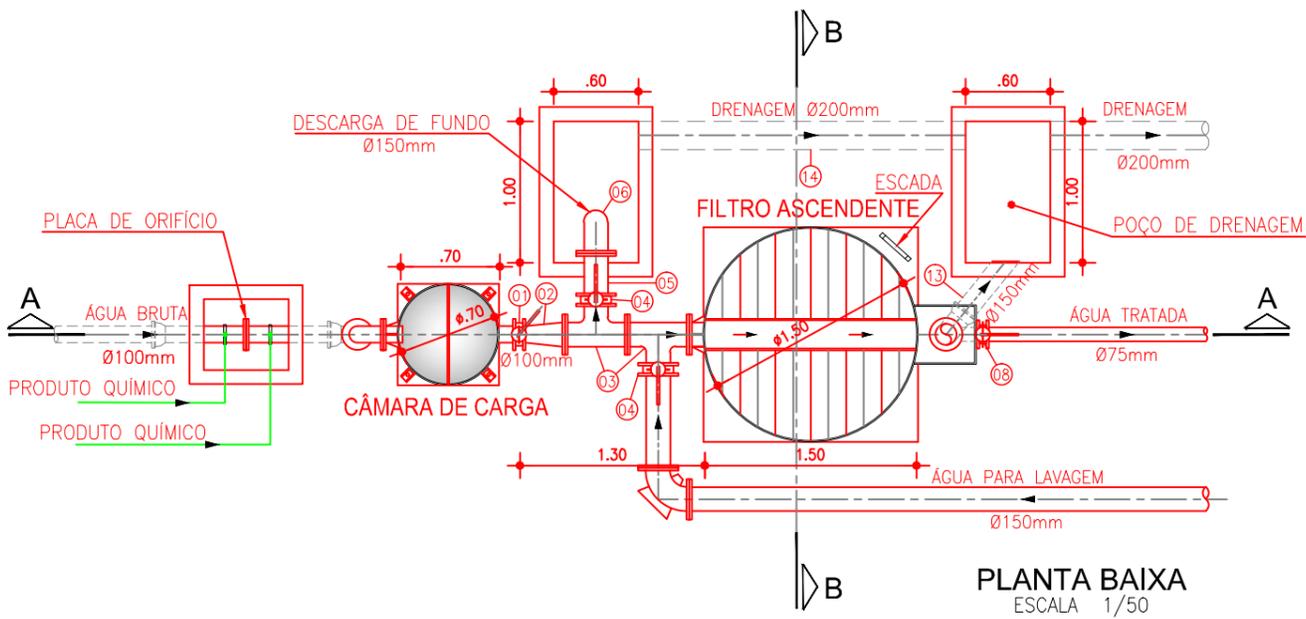
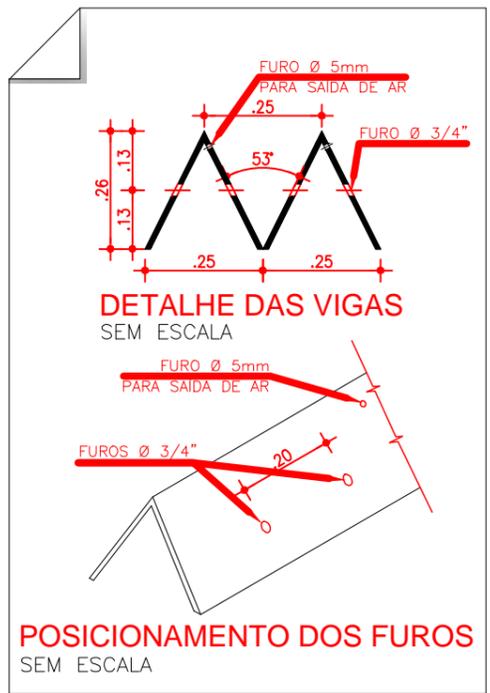
CORTE A-A
ESCALA 1/50

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ

ITEM	DISCRIMINAÇÃO	QUANT.	DIAM. mm
01	VÁLVULA WAFFER	1	100
02	REDUÇÃO CONCÊNTRICA PVC C/ FLANGES	1	150x100
03	TÊ PVC C/ FLANGES	2	150
04	VÁLVULA WAFFER	2	150
05	TUBO PVC C/ FLANGES L=0.30m	1	150
06	CURVA 90° PVC C/ FLANGE E PONTA	1	150
07	TÊ PVC C/ FLANGES	1	200x75
08	VÁLVULA WAFFER	1	75
09	TUBO PVC C/ FLANGES L=0.65m	1	200
10	VÁLVULA WAFFER	1	200
11	TUBO PVC C/ FLANGE E PONTA L=1.85m	1	200
12	CURVA 90° PVC C/ BOLSAS	1	200
13	TUBO PVC C/ PONTA L=0.55m	1	200
14	TUBO PVC C/ PONTA L=2.30m	1	200



CORTE B-B
ESCALA 1/50

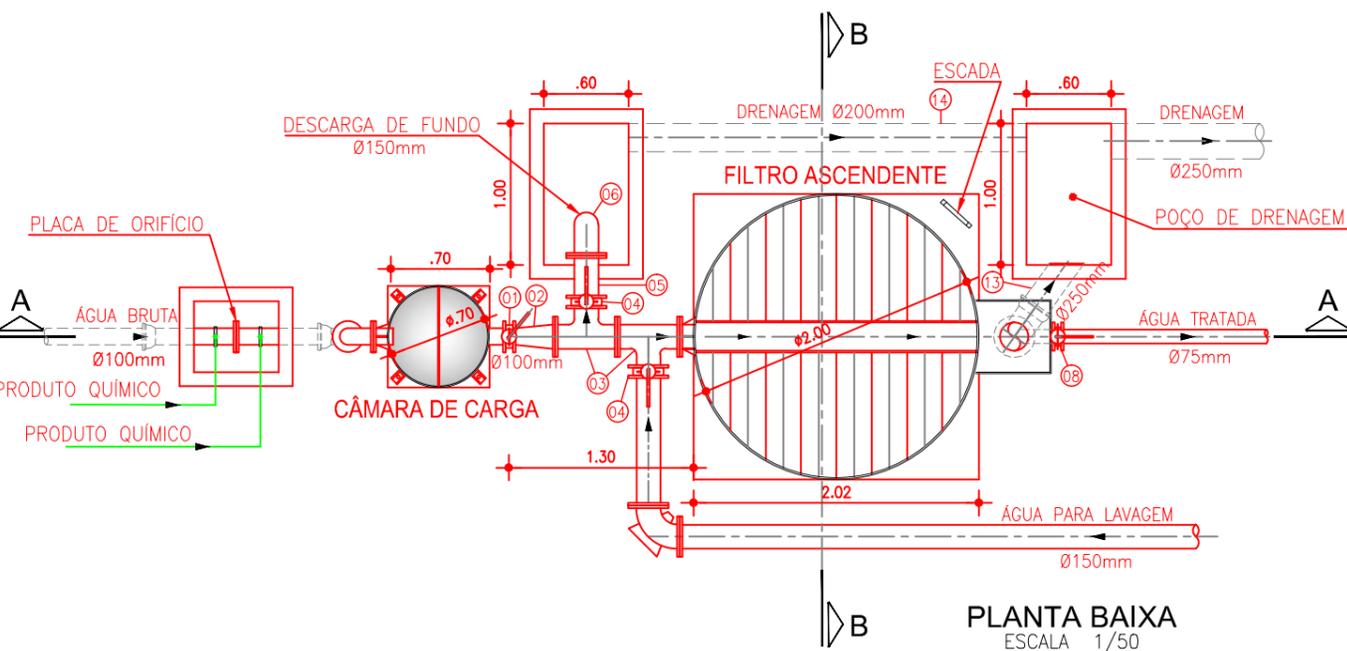
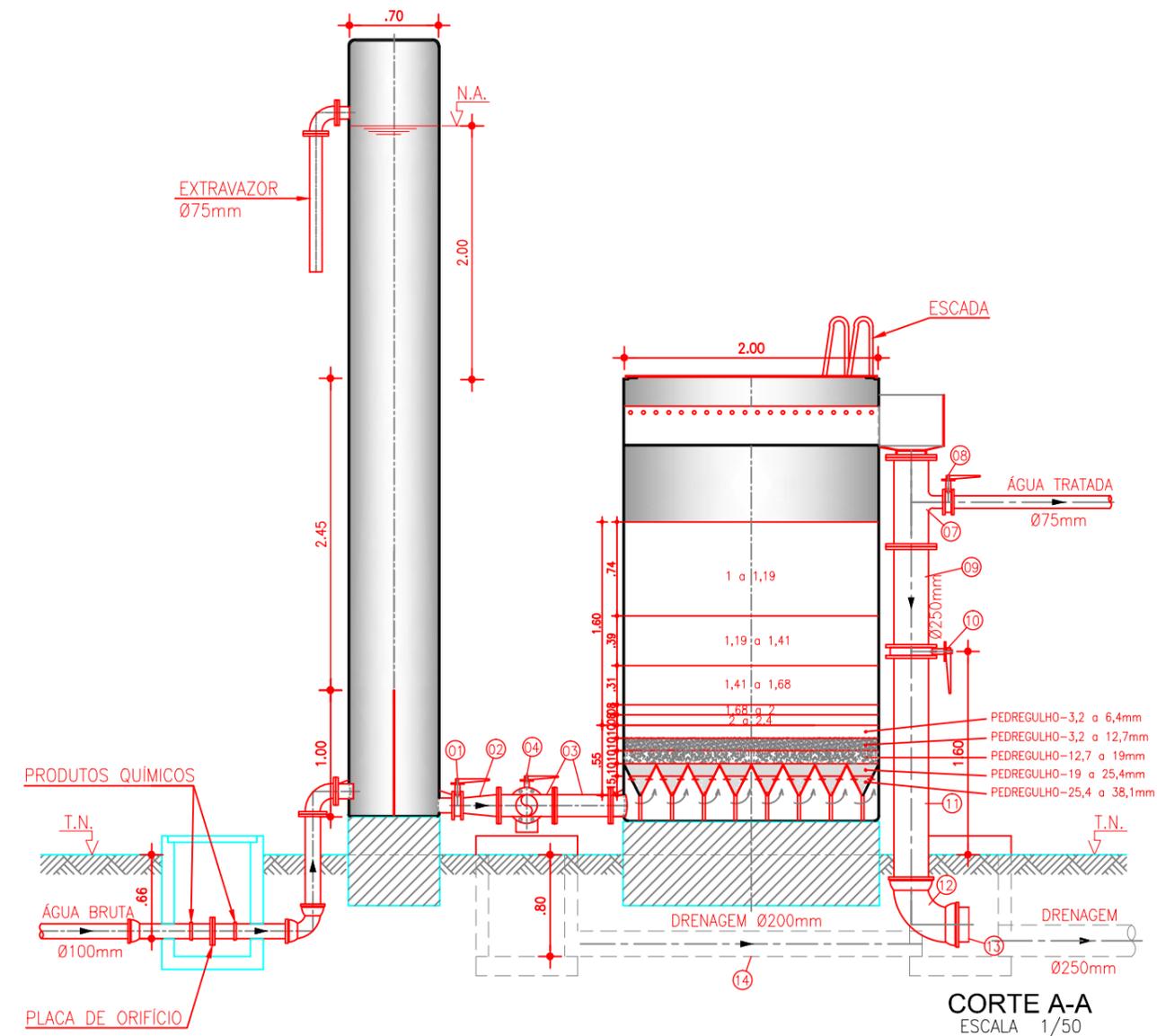


PLANTA BAIXA
ESCALA 1/50

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ

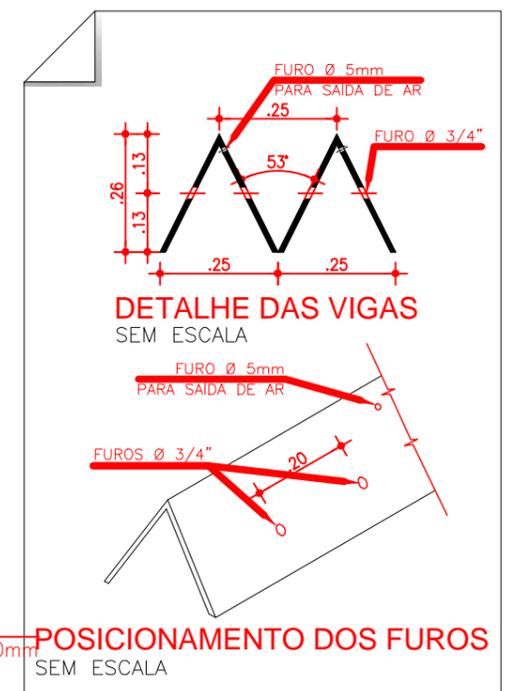
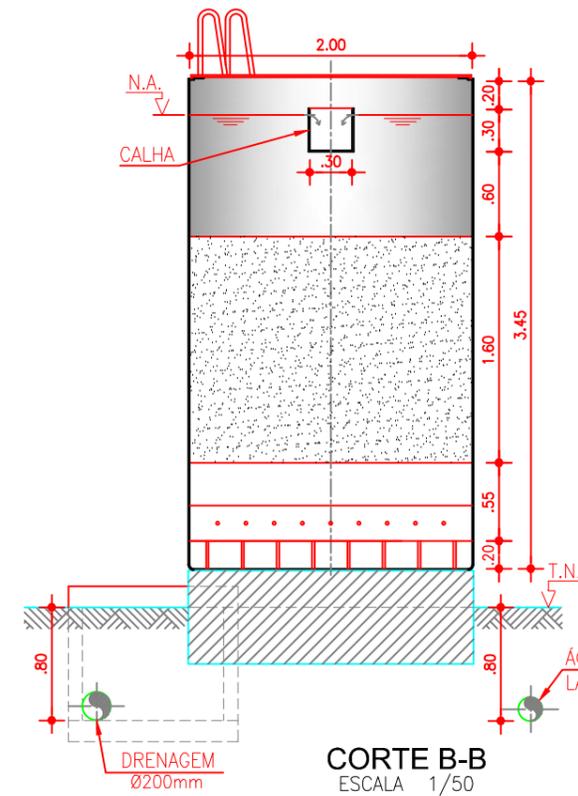
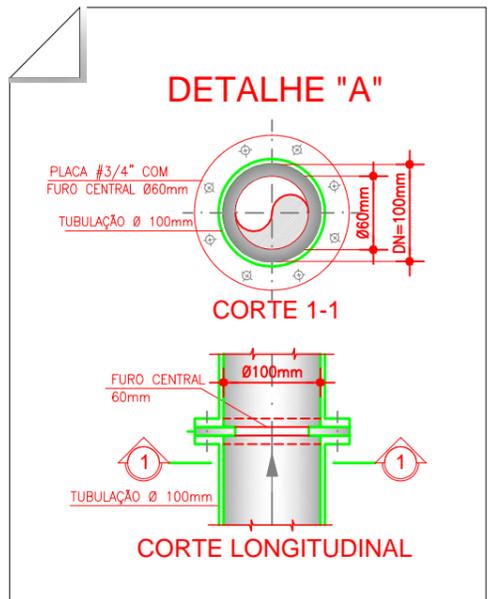
VUNVCE OP VU AOA OWCE
MESTRADO EM SANEAMENTO AMBIENTAL

TECNOLOGIA DE TRATAMENTO:	MESTRANDO:
ETA 08 - OFA 2 FEI	FERNANDO VITOR G. PONTE
DESENHO:	ORIENTADOR:
SEBASTIÃO BARROSO	JOSÉ CAPELO NETO
FOLHA:	ESCALA:
01/01	INDICADA
DATA:	
JUL/2010	



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ

ITEM	DISCRIMINAÇÃO	QUANT.	DIAM. mm
01	VÁLVULA WAFFER	1	100
02	REDUÇÃO CONCÊNTRICA PVC C/ FLANGES	1	150x100
03	TÊ PVC C/ FLANGES	2	150
04	VÁLVULA WAFFER	3	150
05	TUBO PVC C/ FLANGES L=0.30m	1	150
06	CURVA 90° PVC C/ FLANGE E PONTA	1	150
07	TÊ PVC C/ FLANGES	1	250x75
08	VÁLVULA WAFFER	1	75
09	TUBO PVC C/ FLANGES L=0.55m	1	250
10	VÁLVULA WAFFER	1	250
11	TUBO PVC C/ FLANGE E PONTA L=1.90m	1	250
12	CURVA 90° PVC C/ BOLSAS	1	250
13	TUBO PVC C/ PONTA L=0.45m	1	250
14	TUBO PVC C/ PONTA L=2.80m	1	200

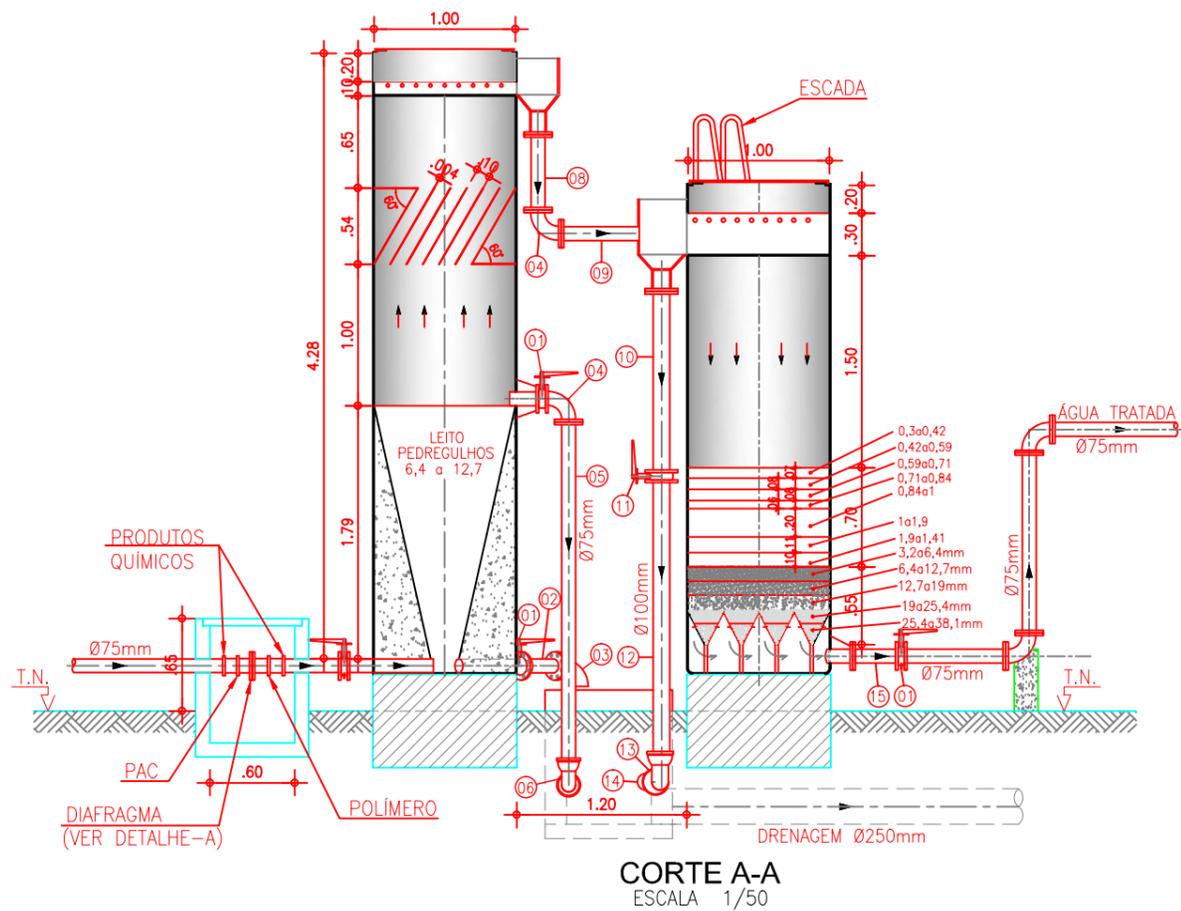


UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ

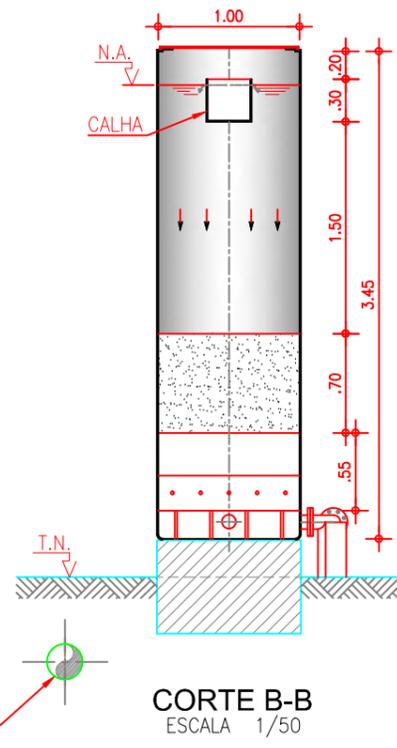
VUNVCE OP VU AOA OWCE

MESTRADO EM SANEAMENTO AMBIENTAL

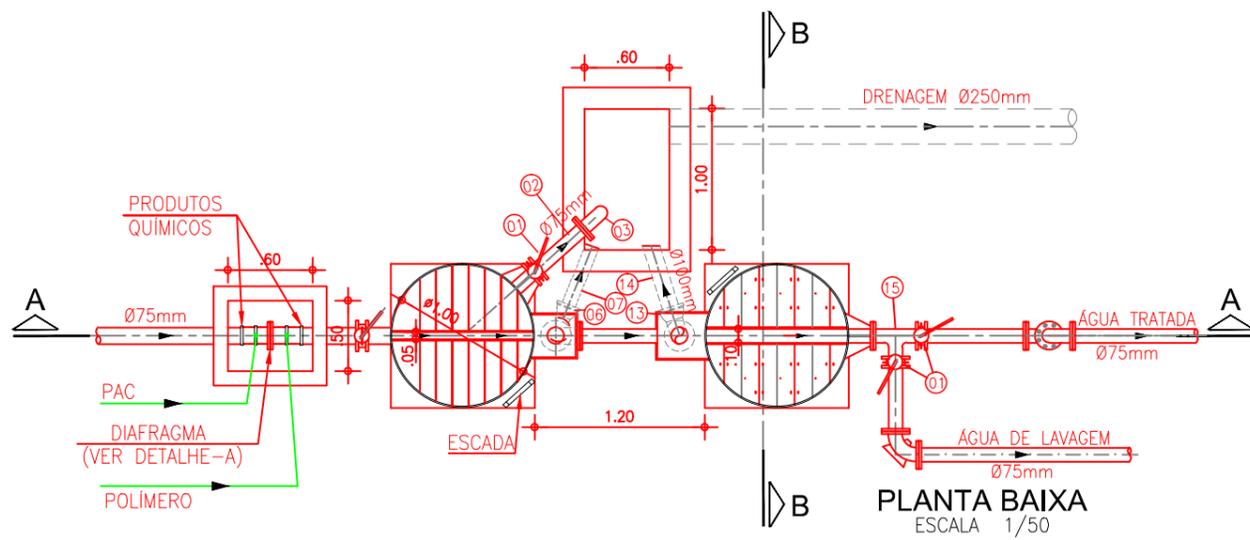
TECNOLOGIA DE TRATAMENTO:	MESTRANDO:		
ETA 09 - OFA 3	FERNANDO VITOR G. PONTE		
FÍ { @	ORIENTADOR:		
	JOSÉ CAPELO NETO		
DESENHO:	FOLHA:	ESCALA:	DATA:
SEBASTIÃO BARROSO	01/01	INDICADA	JUL/2010



CORTE A-A
ESCALA 1/50



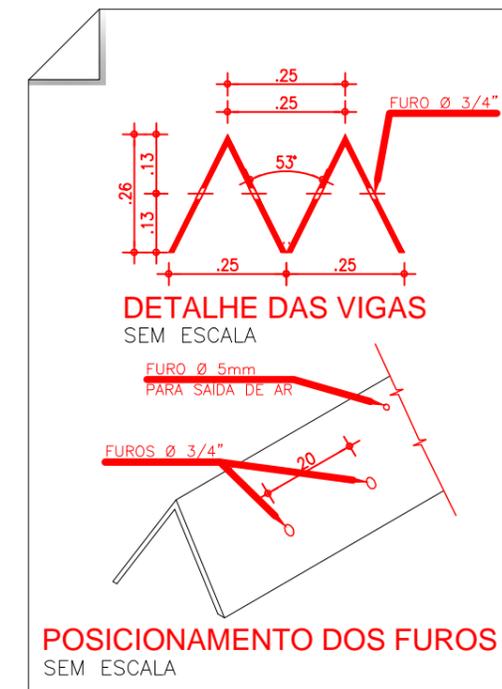
CORTE B-B
ESCALA 1/50



PLANTA BAIXA
ESCALA 1/50

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ

ITEM	DISCRIMINAÇÃO	QUANT.	DIAM. mm
01	VALVULA WAFFER	4	75
02	TUBO F" C/ FLANGES L=0.35m	1	75
03	CURVA 90° F" C/ FLANGE E PONTA	1	75
04	CURVA 90° F" C/ FLANGES	2	75
05	TUBO F" C/ FLANGE E PONTA L=2.47m	1	75
06	CURVA 90° F" C/ BOLSAS	1	75
07	TUBO F" C/ PONTAS L=0.55m	1	75
08	TUBO F" C/ FLANGES L=1.03m	1	75
09	TUBO F" C/ FLANGE E PONTA L=0.55m	1	75
10	TUBO F" C/ FLANGES L=1.28m	1	100
11	VALVULA WAFFER	1	100
12	TUBO F" C/ FLANGE E PONTA L=2.02m	1	100
13	CURVA 90° F" C/ BOLSAS	1	100
14	TUBO F" C/ PONTAS L=0.55m	1	100
15	TÉ F" C/ FLANGES	1	75



POSICIONAMENTO DOS FUROS
SEM ESCALA

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ

MESTRADO EM SANEAMENTO AMBIENTAL

TECNOLOGIA DE TRATAMENTO:

ETA 10 - CC1
Í { @

DESENHO:
SEBASTIÃO BARROSO

MESTRANDO:

FERNANDO VITOR G. PONTE

ORIENTADOR:

JOSÉ CAPELO NETO

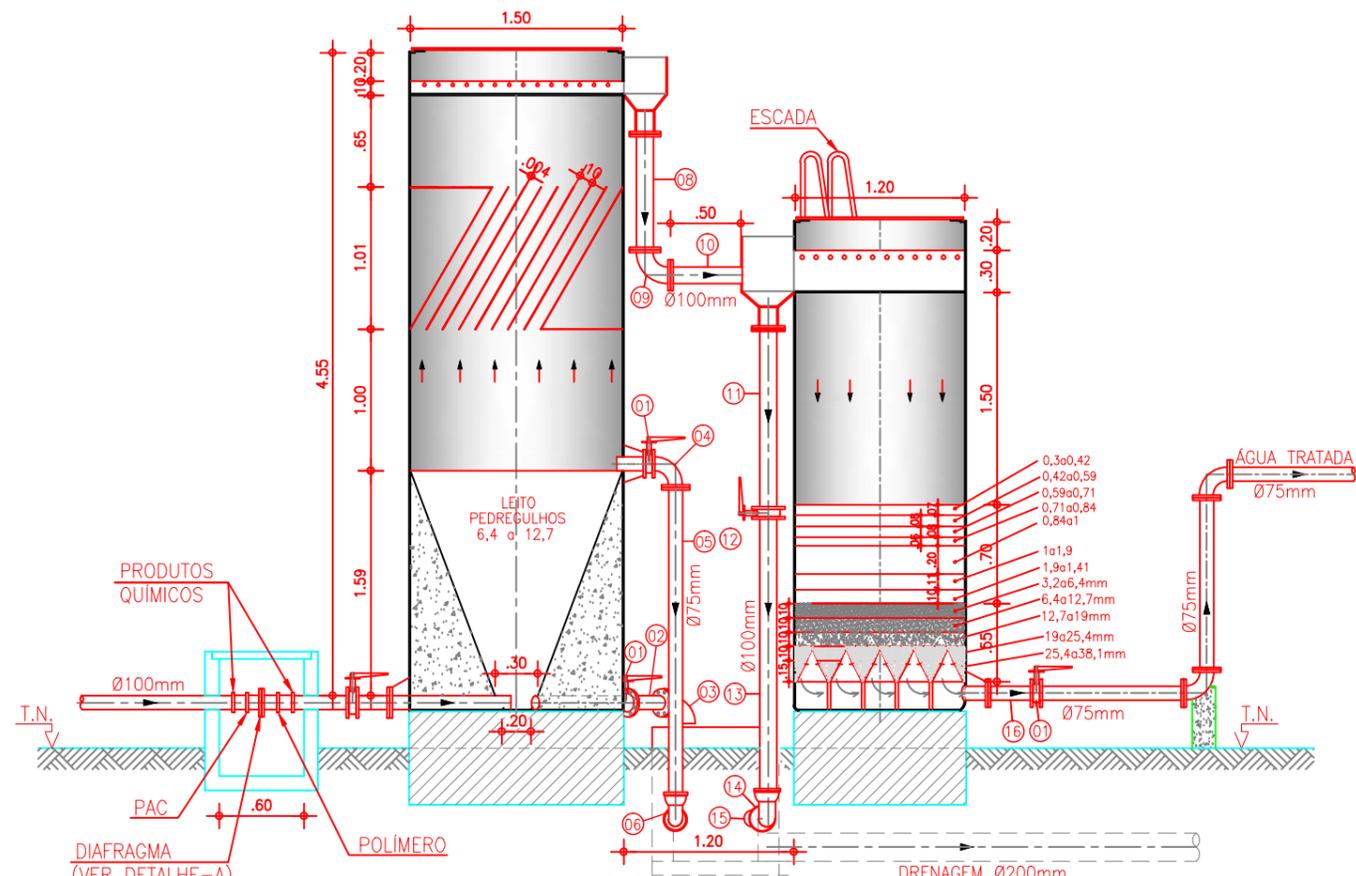
FOLHA:
01/01

ESCALA:
INDICADA

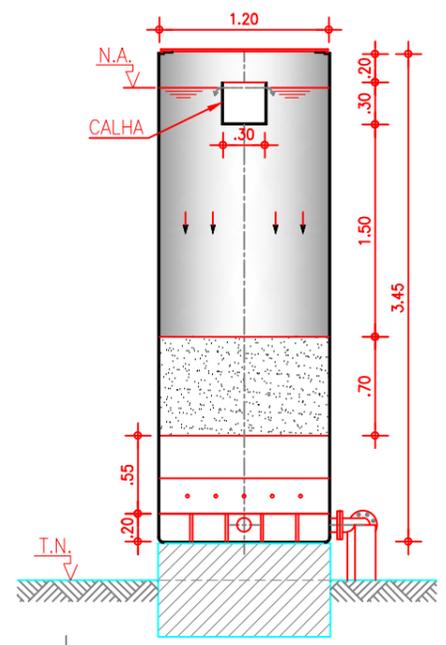
DATA:
JUL/2010

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ

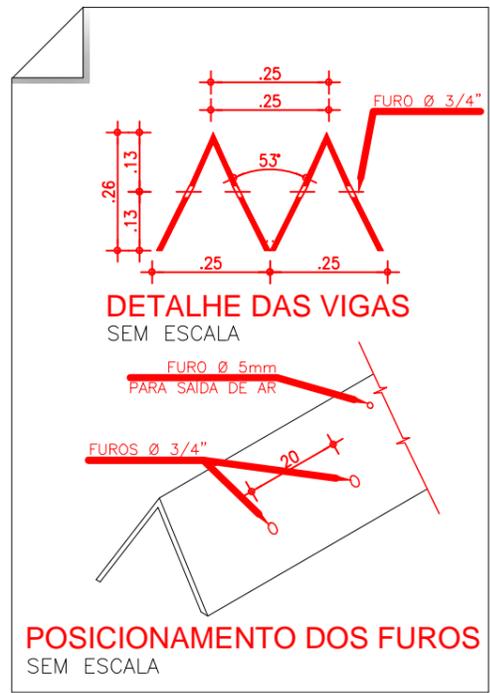
ITEM	DISCRIMINAÇÃO	QUANT.	DIAM. mm
01	VÁLVULA WAFER	4	75
02	TUBO F'F' C/ FLANGES L=0,35m	1	75
03	CURVA 90° F'F' C/ FLANGE E PONTA	1	75
04	CURVA 90° F'F' C/ FLANGES	1	75
05	TUBO F'F' C/ FLANGE E PONTA L=2,25m	1	75
06	CURVA 90° F'F' C/ BOLSAS	1	75
07	TUBO F'F' C/ PONTAS L=0,55m	1	75
08	TUBO F'F' C/ FLANGES L=0,82m	1	100
09	CURVA 90° F'F' C/ FLANGES	1	100
10	TUBO F'F' C/ FLANGE E PONTA L=0,50m	1	100
11	TUBO F'F' C/ FLANGES L=1,28m	1	100
12	VÁLVULA WAFER	1	100
13	TUBO F'F' C/ FLANGE E PONTA L=2,02m	1	100
14	CURVA 90° F'F' C/ BOLSAS	1	100
15	TUBO F'F' C/ PONTA L=0,55m	1	100
16	TÉ F'F' C/ FLANGES	1	75



CORTE A-A
ESCALA 1/50

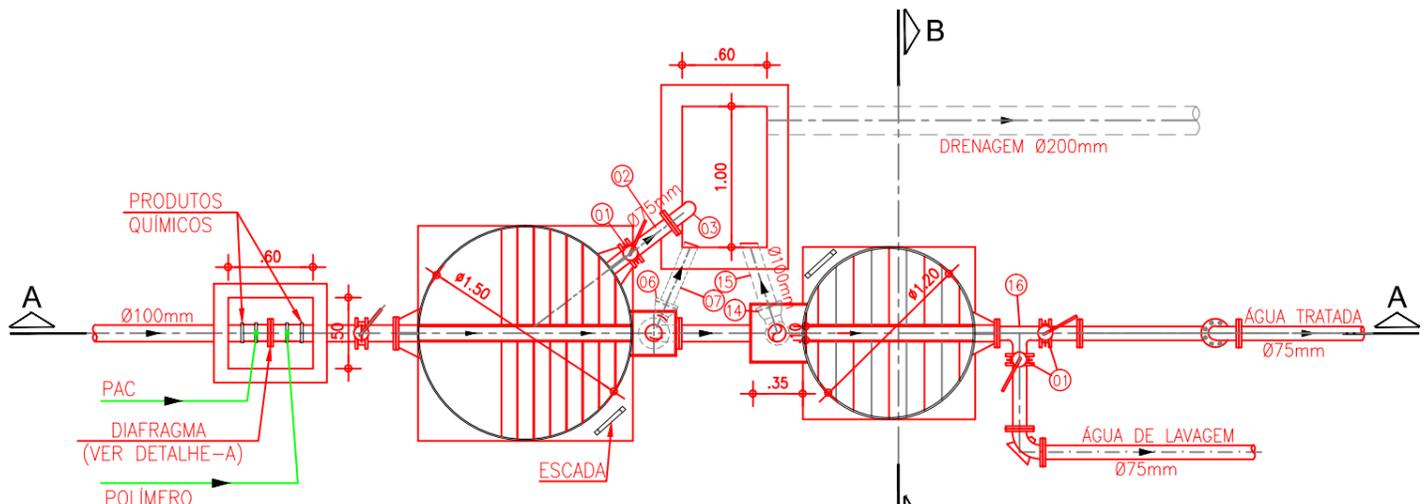


CORTE B-B
ESCALA 1/50



DETALHE DAS VIGAS
SEM ESCALA

POSICIONAMENTO DOS FUROS
SEM ESCALA



PLANTA BAIXA
ESCALA 1/50

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ

VUNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
MESTRADO EM SANEAMENTO AMBIENTAL

TECNOLOGIA DE TRATAMENTO:

ETA 11 - CC2
FEI ED

DESENHO:
SEBASTIÃO BARROSO

MESTRANDO:

FERNANDO VITOR G. PONTE

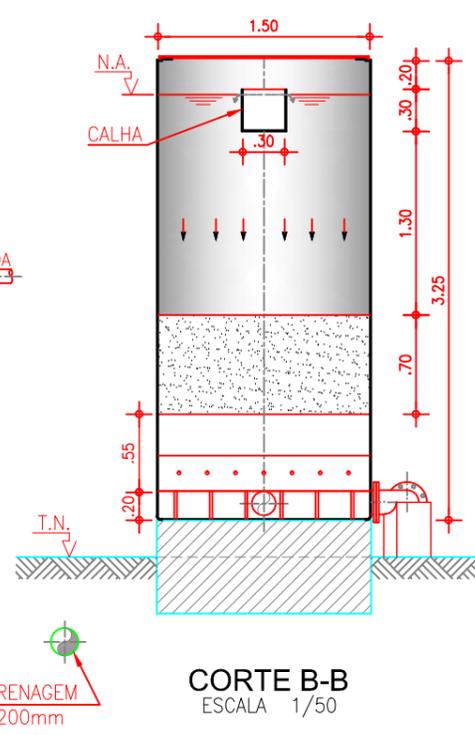
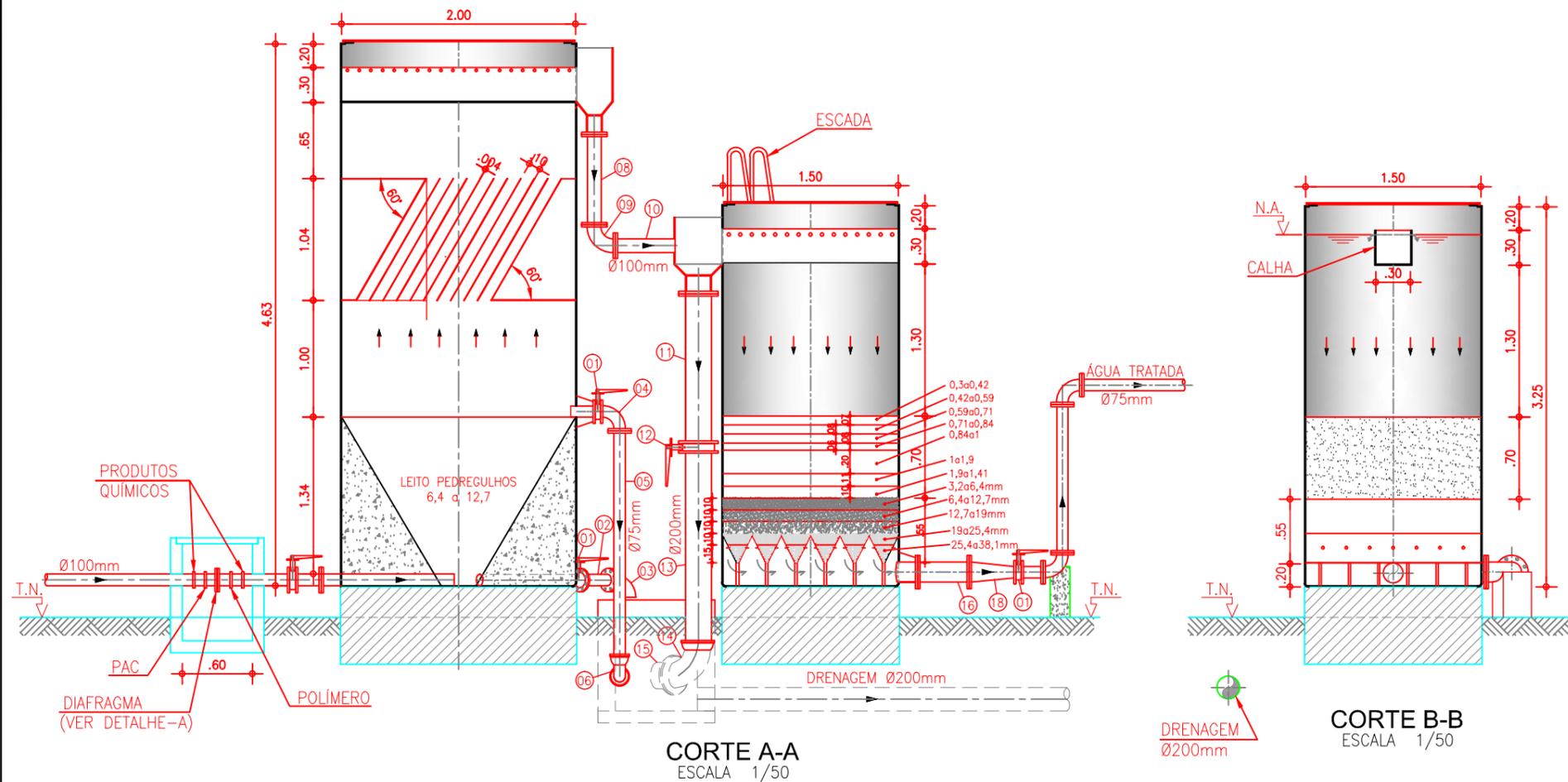
ORIENTADOR:

JOSÉ CAPELO NETO

FOLHA:
01/01

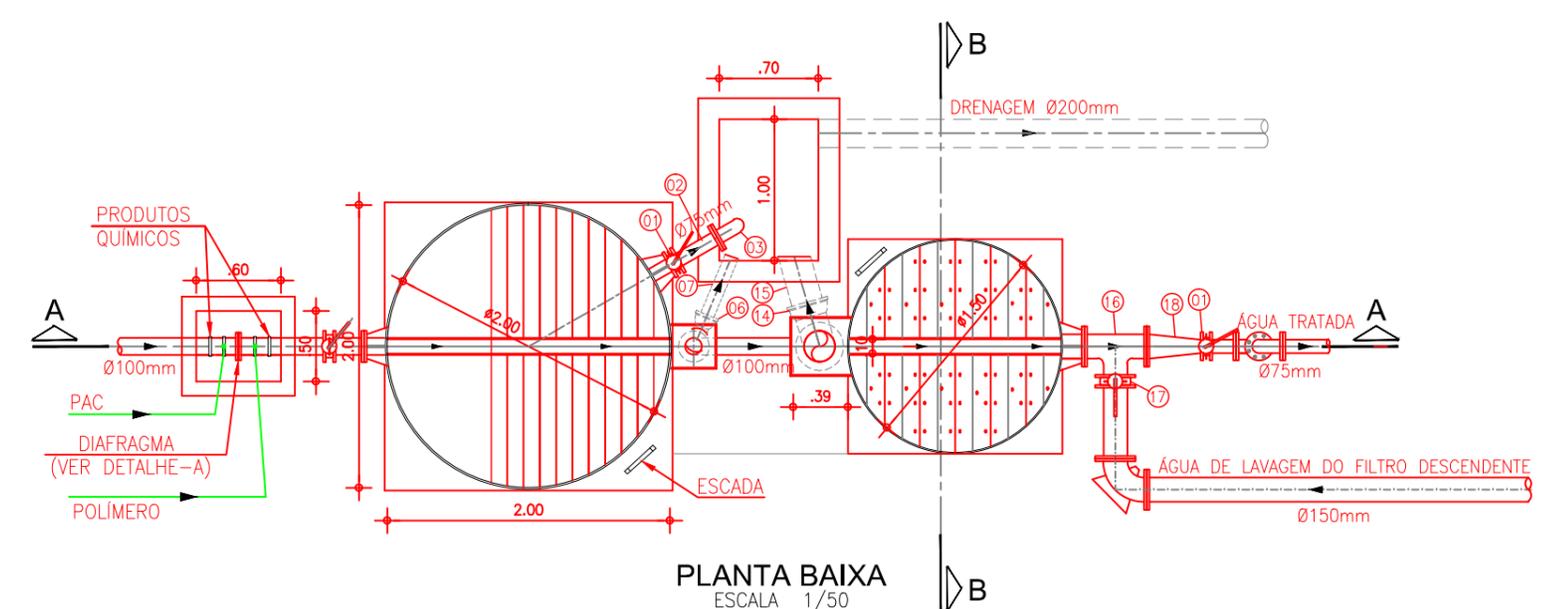
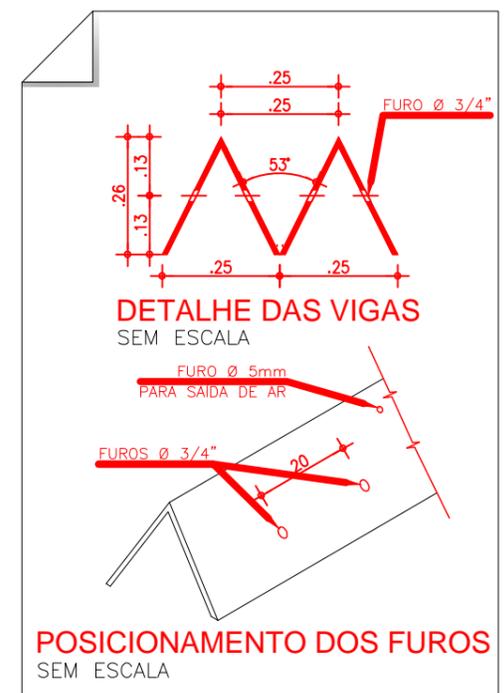
ESCALA:
INDICADA

DATA:
MAR/2010



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ

ITEM	DISCRIMINAÇÃO	QUANT.	DIAM. mm
01	VÁLVULA WAFFER	3	75
02	TUBO F'F' C/ FLANGES L=0.35m	1	75
03	CURVA 90° F'F' C/ FLANGE E PONTA	1	75
04	CURVA 90° F'F' C/ FLANGES	1	75
05	TUBO F'F' C/ FLANGE E PONTA L=2.00m	1	75
06	CURVA 90° F'F' C/ BOLSAS	1	75
07	TUBO F'F' C/ PONTAS L=0.55m	1	75
08	TUBO F'F' C/ FLANGES L=0.77m	1	100
09	CURVA 90° F'F' C/ FLANGES	1	100
10	TUBO F'F' C/ FLANGE E PONTA L=0.50m	1	100
11	TUBO F'F' C/ FLANGES L=1.28m	1	200
12	VÁLVULA WAFFER	1	200
13	TUBO F'F' C/ FLANGE E PONTA L=1.70m	1	200
14	CURVA 90° F'F' C/ BOLSAS	1	200
15	TUBO F'F' C/ PONTA L=0.50m	1	200
16	TÉ F'F' C/ FLANGES	1	150
17	VÁLVULA WAFFER	1	150
18	REDUÇÃO CONCÊNTRICA F'F' COM FLANGES	1	150x75



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ

VUNVCE OPVU AOA OWCE
MESTRADO EM SANEAMENTO AMBIENTAL

TECNOLOGIA DE TRATAMENTO: ETA 12 - CC3 FÍ { E@	MESTRANDO: FERNANDO VITOR G. PONTE
DESENHO: SEBASTIÃO BARROSO	ORIENTADOR: JOSÉ CAPELO NETO
FOLHA: 01/01	DATA: JUL/2010
ESCALA: INDICADA	