



Vista do escoamento do esgoto por um canal exposto



Vista do escoamento do esgoto por um canal exposto



MUNICÍPIO DE
MARCO

4 – ESTUDO POPULACIONAL E DE DEMANDA

4. ESTUDO POPULACIONAL E DE DEMANDA

4.1 ESTIMATIVA POPULACIONAL

A partir dos dados do IBGE é possível observar os dados da população urbana, como apresentado abaixo:

Censo (Ano)	1991	2000	2010
População (hab)	7627	9193	12330

Com os dados apresentados, realizou-se o estudo da projeção populacional usando os três métodos de previsão:

- Método Aritmético
- Método Geométrico
- Método Extrapolação Gráfica

4.1.1 MÉTODO ARITMÉTICO

Este método pressupõe uma taxa de crescimento constante ao longo dos anos, a partir dos dados coletados dos últimos censos. Admite-se aqui que a população varia linearmente com o tempo, sendo indicado para períodos à curto prazo, de 1 a 5 anos. A metodologia consiste em determinar a razão de crescimento k a partir dos dois últimos censos, aplicando-o em seguida na obtenção da população que se quer prever. Para tal utiliza-se as seguintes equações abaixo:

$$k = \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1}$$

Censo (Ano)	1991	2000	2010
População (hab)	7627	9193	12330
k		174	313,7

Obtendo os valores para os anos seguintes:

Ano	População urbana (hab)	Taxa Crescimento Anual
2010	12.330	
2022	16.098	1,99%
2032	19.238	1,66%
2042	22.378	1,42%

4.1.2 MÉTODO GEOMÉTRICO

Neste método, o crescimento populacional é proporcional à população existente em um determinado ano, ou seja, que o incremento de população varia conforme o passar dos anos. Também é indicado para pequenos espaços de tempo, contudo, tendo em vista a facilidade de cálculo e à proximidade com o crescimento populacional verificado no Estado, é comumente usado para estimativa da população. A metodologia consiste em determinar a razão de crescimento k a partir dos dois últimos censos, aplicando-o em seguida na obtenção da população que se quer prever.

$$P_2 = P_1(1 + r)^{t_2 - t_1}$$

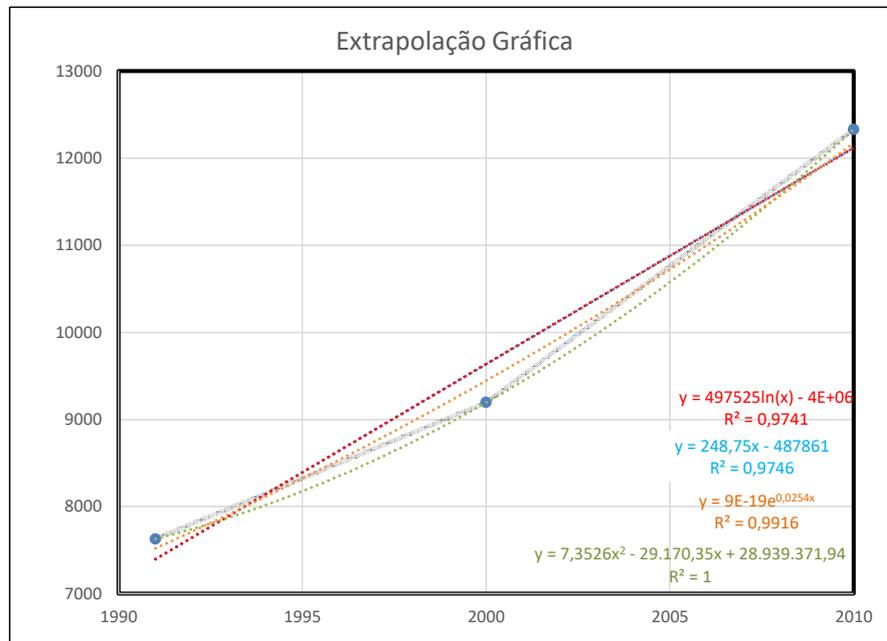
Censo (Ano)	1991	2000	2010
População (hab)	7627	9193	12330
r		2,10%	2,98%

Obtendo os valores para os anos seguintes:

Ano	População urbana (hab)	Taxa Crescimento Anual
2010	12.330	
2022	17.536	2,98%
2032	23.521	2,98%
2042	31.548	2,98%

4.1.3 EXTRAPOLAÇÃO GRÁFICA

Este método consiste no traçado de uma curva arbitrária ajustada aos dados já observados, onde a partir de seu prolongamento/extrapolação, verifica-se sua tendência de crescimento e determina-se a população de projeto. É possível achar diversas funções matemáticas que tentem traduzir o crescimento populacional se aproximando da realidade por meio de uma linha de tendência. O parâmetro R^2 permite indicar uma função que seja mais precisa, variando de 0 a 1, quanto mais próximo do unidade a precisão aumenta. Conforme mostrado abaixo podemos observar as funções que mais se aproximam do crescimento populacional estudado no município.



Os pontos em azul representam as populações do Censo IBGE ao longo das décadas. De vermelho observamos a função logarítmica, de azul claro a função linear, de laranja a função exponencial e por último, de verde, obteve-se a função verde como a polinomial. Esta última possui o melhor R^2 , portanto foi a escolhida como modelo de análise.

PROJEÇÃO POPULACIONAL PELA CURVA DE TENDÊNCIA - POLINOMIAL

Ano	População urbana (hab)	Taxa de Crescimento Anual
2010	12.330	-
2022	18.035	-
2023	18.607	3,17%
2024	19.192	3,14%
2025	19.793	3,13%
2026	20.408	3,11%
2027	21.038	3,09%
2028	21.682	3,06%
2029	22.342	3,04%
2030	23.016	3,02%
2031	23.704	2,99%
2032	24.408	2,97%
2033	25.126	2,94%
2034	25.859	2,92%
2035	26.606	2,89%
2036	27.368	2,86%
2037	28.145	2,84%
2038	28.937	2,81%
2039	29.743	2,79%
2040	30.564	2,76%
2041	31.400	2,74%
2042	32.250	2,71%

4.1.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os primeiros métodos matemáticos (aritmético e geométrico) constituem estimativas mais indicadas para um plano de 1 a 5 anos, conforme apresenta os autores Milton Tomoyo Tsutiya e Pedro Alem Sobrinho, no livro "Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário" - 2ª Edição - 2000. Sendo o modelo de análise feito para uma previsão de projeto de 2022 até 2042, têm-se um intervalo de 12 até 32 anos do último censo, portanto esses modelos são inadequados segundo a bibliografia. Eles utilizam apenas a taxa de crescimento dos últimos dois censos, enquanto que o modelo de extrapolação gráfica utiliza todos para o desenvolvimento de uma curva de tendência. No caso, a do tipo polinomial foi adotado por melhor compatibilidade com a realidade.

4.2 ÍNDICE DE ATENDIMENTO

Foi considerado no projeto um percentual de atendimento de 95% da população urbana, tendo em vista que na concepção da rede coletora não foi possível atender a todos os domicílios da sede do município, devido às condições topográficas.

4.3 HORIZONTE DE PROJETO

O horizonte de projeto é de **20 anos**.

4.4 ESTUDOS DE VAZÃO

4.4.1 COEFICIENTE DE RETORNO DE ESGOTO E VAZÃO DE INFILTRAÇÃO

O valor adotado para o coeficiente de retorno da água fornecida será de **80%**.

4.4.2 CONSUMO PER CAPITA

As características socioeconômicas assim como a projeção de crescimento se assemelham sobremaneira a algumas cidades do interior do Estado do Ceará, sendo, portanto, viável a adoção de um consumo per capita de **125,00 l/hab x dia**

4.4.3 CONSUMO NÃO RESIDENCIAL

Adotamos um percentual de **5%** de acréscimo nas vazões para atender o consumo não residencial e população flutuante.

4.4.4 COEFICIENTE DE INFILTRAÇÃO

Adotamos um coeficiente de infiltração na rede coletora de **0,25 l/s.km**, tendo em vista o nível do lençol freático na região do projeto ser muito raso.

4.4.5 COEFICIENTES DE VARIAÇÃO DE DEMANDA

Foram utilizados os parâmetros por normas e bibliografias sobre o assunto, quais sejam, **0,5, 1,2 e 1,5** para os coeficientes de mínimo consumo horário e de máximo consumo diário e horário respectivamente.

4.4.5 FÓRMULAS ADOTADAS

$$\text{Vazão Média} \quad Q_{\text{média}} = \frac{P \times q \times R \times (1+CR)}{86.400} \times L \times i$$

$$\text{Vazão Máxima} \quad Q_{\text{máxima}} = Q_{\text{média}} \times K_1 \times K_2$$

$$\text{Vazão Mínima} \quad Q_{\text{mínima}} = Q_{\text{média}} \times K_3$$

$$\text{Vazão Inicial} \quad Q_{\text{inicial}} = Q_{\text{média}} \times 1,50$$

P – população de projeto (inicial ou final)

q – consumo per capita

R – coeficiente de retorno

CR – percentual de consumo não residencial

L – extensão da rede coletora

i – taxa de infiltração na rede

K₁ – coeficientes de máximo consumo diário

K₂ – coeficiente de máximo consumo horário

K₃ – coeficientes de mínimo consumo horário

4.4.6 QUADROS DA DEMANDA DE VAZÃO

Os quadros a seguir demonstram os resultados do cálculo de demanda

QUADRO 4.3 - EVOLUÇÃO DA POPULAÇÃO E CÁLCULO DAS VAZÕES DE PROJETO

Ano	População atendida	Nº de Domicílios	Comprimento da Tubulação	Vazões de Esgoto (l/s)			Vazão de Infiltração	Vazões Totais (l/s)		
				Média	Mínima	Máxima		Média	Mínima	Máxima
2022	17.133	4.283	32,104	19,83	9,91	35,69	8,03	27,86	17,94	43,72
2023	17.677	4.419	32,104	20,46	10,23	36,83	8,03	28,49	18,26	44,85
2024	18.232	4.558	32,104	21,10	10,55	37,98	8,03	29,13	18,58	46,01
2025	18.803	4.701	32,104	21,76	10,88	39,17	8,03	29,79	18,91	47,20
2026	19.388	4.847	32,104	22,44	11,22	40,39	8,03	30,47	19,25	48,42
2027	19.986	4.997	32,104	23,13	11,57	41,64	8,03	31,16	19,59	49,66
2028	20.598	5.150	32,104	23,84	11,92	42,91	8,03	31,87	19,95	50,94
2029	21.225	5.306	32,104	24,57	12,28	44,22	8,03	32,59	20,31	52,24
2030	21.865	5.466	32,104	25,31	12,65	45,55	8,03	33,33	20,68	53,58
2031	22.519	5.630	32,104	26,06	13,03	46,91	8,03	34,09	21,06	54,94
2032	23.188	5.797	32,104	26,84	13,42	48,31	8,03	34,86	21,44	56,33
2033	23.870	5.968	32,104	27,63	13,81	49,73	8,03	35,65	21,84	57,76
2034	24.566	6.142	32,104	28,43	14,22	51,18	8,03	36,46	22,24	59,21
2035	25.276	6.319	32,104	29,25	14,63	52,66	8,03	37,28	22,65	60,68
2036	26.000	6.500	32,104	30,09	15,05	54,17	8,03	38,12	23,07	62,19
2037	26.738	6.685	32,104	30,95	15,47	55,70	8,03	38,97	23,50	63,73
2038	27.490	6.873	32,104	31,82	15,91	57,27	8,03	39,84	23,93	65,30
2039	28.256	7.064	32,104	32,70	16,35	58,87	8,03	40,73	24,38	66,89
2040	29.036	7.259	32,104	33,61	16,80	60,49	8,03	41,63	24,83	68,52
2041	29.830	7.458	32,104	34,53	17,26	62,15	8,03	42,55	25,29	70,17
2042	30.638	7.660	32,104	35,46	17,73	63,83	8,03	43,49	25,76	71,86

Dados e Informações Básicas	
Consumo Domiciliar (CD):	125 l/hab x dia
Taxa de Retorno de Água:	80%
Índice de atendimento	95%
Taxa de infiltração	0,250 l/s.km
Taxa de Ocupação (TO):	4,00 hab/resid.



QUADRO 4.4 - POPULAÇÃO E VAZÕES POR SUB-BACIA CONFORME A VAZÃO

Sub-bacia	População Atendida - Começo de plano	População Atendida - Final de plano	Comprimento da Tubulação (m)	Vazões de Esgoto - Início de plano (l/s)			Vazões de Esgoto - Fim de plano (l/s)		
				Média	Mínima	Máxima	Média	Mínima	Máxima
Rede em implantação CAGECE	10720	19171	20.089	17,43	11,23	27,36	27,21	16,12	44,96
Rede projetada SB-01	3742	6693	7.014	6,22	3,99	9,80	9,50	5,63	15,70
Rede projetada SB-02	2669	4773	5.002	4,54	2,89	7,17	6,77	4,01	11,19
TOTAL - SB.01, 02, 03 E 04	17131	30637	32.104	28,19	18,11	44,32	43,49	25,76	71,86





MUNICÍPIO DE
MARCO

5 – ESTUDOS DE CONCEPÇÃO E ALTERNATIVAS

5. ESTUDOS DE CONCEPÇÃO E ALTERNATIVAS

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Para elaboração dos Estudos de Concepção dos Sistemas de Esgotamento Sanitário de Marco foram considerados os parâmetros e especificações técnicas sugeridos pela CAGECE e demais recomendações nas normas da ABNT, respeitando as diretrizes da FUNASA – Fundação Nacional de Saúde.

Na elaboração dos estudos segue as seguintes normas:

- NBR 7362 - Tubo de PVC rígido com junta elástica, coletor de esgoto;
- NBR 7367 - Projeto e assentamento de tubulações de PVC rígido para sistemas de esgoto sanitário;
- NBR 7663 - Tubo de ferro fundido dúctil centrifugado para canalizações sob pressão;
- NBR 7.968 - Diâmetros Nominais em Tubulações de Saneamento (Rede de Distribuição, Adutoras, Rede Coletoras e Interceptores) 1983.
- NBR 8889 - Tubo de concreto simples, de seção circular, para esgoto sanitário;
- NBR 8890 - Tubo de concreto armado de seção circular para esgoto sanitário;
- NBR 9648 - Estudos de concepção de sistemas de esgoto sanitário;
- NBR 9649 - Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário;
- NBR 9814 - Execução de rede coletora de esgoto sanitário;
- NBR 9914 - Tubos de aço ponta e bolsa para junta elástica;
- NBR 12207 - Projeto de interceptores de esgoto sanitário;
- NBR 12208 - Projeto de estações elevatórias de esgoto sanitário;
- NBR 12209 - Projeto de estações de tratamento de esgoto sanitário;
- NBR 12266 - Projeto e execução de valas para assentamento de tubulação de água, esgoto ou drenagem urbana;
- NBR 13133 - Execução de levantamento topográfico.

A NBR 9.648 intitulada “Estudo de Concepção de Sistemas de Esgoto Sanitário” tem como objetivo fixar as condições exigíveis de sistemas de esgoto sanitário do tipo separador com amplitude suficiente para permitir o desenvolvimento do projeto de todas ou qualquer das partes que o constituem, observada a regulamentação específica das entidades responsáveis pelo planejamento e desenvolvimento do projeto.

Os estudos ora elaborados compreendem a formulação de alternativas para solução dos problemas de esgotamento sanitário, envolvendo a concepção das diferentes partes do sistema sob os aspectos técnico, econômico-financeiro, social e ambiental, de modo a permitir a escolha com segurança da melhor alternativa.

5.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE O DESENVOLVIMENTO DOS TRABALHOS

Devido à topografia da cidade a rede coletora foi projetada considerando quatro sub-bacias de esgotamento, sendo duas sub-bacias com rede coletora em implantação pela CAGECE e duas bacias projetadas. O transporte destas contribuições até a ETE será feito através de estações elevatórias.

A alternativa proposta para a rede coletora terá diâmetro mínimo de 150 mm em PVC passando pelo eixo ou terço da rua, os poços de visita pré-moldados, com uma profundidade mínima de 1,05m e máxima de 4,5m e diâmetros de 0,60m ou 1,00m dispostos de tal forma a não causar problemas operacionais, espaçados entre si de no máximo 80 metros. Em algumas devido a situação de algumas residências com relação à rua poderá ser projetado o caminhamento dos tubos no passeio, sendo considerado neste caso um recobrimento mínimo de 0,60m.

Nos estudos das alternativas, estudaram-se alternativas para o tipo de tratamento de esgotos a ser empregado centralizado no existente ou solução de tratamento individual para cada sub-bacias. Para tanto, levou-se em conta as características próprias da região, sobretudo seu clima quente e ensolarado; a disponibilidade de espaço suficiente para implantação de processos de tratamento que exigem grandes áreas, baixo índice de utilização de equipamentos mecânicos e experiência regional com processo de tratamento de esgotos. Face ao exposto optou-se por utilizar o sistema de lagoas de estabilização como forma de tratamento, por se tratar de um meio eficiente e de baixo custo de manutenção.

A topografia da cidade induz a divisão do sistema de esgotamento sanitário em quatro bacias. Já se encontra em implantação a rede coletora da sub-bacias 03 e 04 e a lagoa de estabilização, com horizonte de projeto em 2022.

No projeto em implantação pela CAGECE as águas residuárias da Sub-bacia 04 são encaminhadas para uma estação elevatória (EE-1), sendo posteriormente recalçadas através de um emissário (LR-1) para o poço de visita existente da Sub-bacia 03. Estas contribuições da Sub-bacia 04 serão então encaminhadas, juntamente com os esgotos da Sub-bacia 03 para a estação elevatória (EE-F) e encaminhada através de linha de recalque para a estação de tratamento de esgotos (ETE) e após tratamento adequado lançada no corpo receptor através de um emissário gravitário.

Como a estação elevatória final EE-F e linha de recalque final LR-F existente na Sub-bacia 03 foram dimensionadas para um horizonte de projeto em 2022, qualquer incremento de vazão deverá ser evitado nas sub-bacias que já contribuem para essa elevatória.

5.2.1 FORMULAÇÃO DA ALTERNATIVA 01

A concepção dessa alternativa segue a diretriz já prevista no projeto da TECMINAS (2002), com a implantação das sub-bacias 01 e 02 a oeste da zona urbana. Nesta alternativa, as contribuições da sub-bacias 01 e 02 serão encaminhadas para a Sub-bacia 03 e juntando com as vazões das sub-bacias 03 e 04 será acumulado toda a contribuição na estação elevatória EE-F para encaminhamento a lagoa de estabilização (ETE).

Nessa alternativa não seria previsto nenhuma alteração no sistema existente de tratamento, sendo utilizado o sistema atual em implantação.

5.2.2 FORMULAÇÃO DA ALTERNATIVA 02

Em linhas gerais, na alternativa 02, está previsto a mesma área de atendimento da alternativa 01, porém não seria acumulado as vazões na Sub-bacia 03, sendo as vazões de contribuição dessas áreas encaminhadas através da estação elevatória EE-2 para a estação de tratamento de esgotos através de uma linha de recalque (LR-2) paralela à linha de recalque em implantação pela CAGECE (LR-F).

Com relação ao tratamento, está proposto uma alteração no sistema em implantação pela CAGECE, que seria o acréscimo de uma lagoa de maturação. Atualmente encontra-se em construção uma lagoa facultativa e duas de maturação em série. Os efluentes da ETE serão encaminhados através de emissário gravitatório de diâmetro final de 250 mm em PVC VINILFORT até o lançamento em um corpo receptor localizado próximo ao Sistema de Tratamento.

5.2.3 CONCEPÇÃO SELECIONADA

Para compor esgotamento sanitário do município de Marco optamos pela **alternativa 02**, pelas razões expostas abaixo:

- a) Não sobrecarrega a estação elevatória EE-F em construção pela CAGECE;
- b) Não sobrecarrega a linha de recalque LR-F já implantada pela CAGECE.
- c) Não sobrecarrega as lagoas da ETE já implantada pela CAGECE.
- d) Possibilidade de execução da etapa projetada em paralelo com a obra em execução pela CAGECE, pois os sistemas de rede coletora, estações elevatórias e linhas de recalque são independentes.



MUNICÍPIO DE
MARCO

6 – SISTEMA PROPOSTO

6. SISTEMA PROPOSTO

6.1 CARACTERÍSTICAS DO PROJETO

O município de Marco, atualmente contendo **16.089 habitantes**, possui sistema público de esgotamento sanitário em fase de implantação que atenderá aproximadamente **60%** da população urbana. Hoje a população utiliza-se de fossas e sumidouro para o destino de seus efluentes líquidos.

Marco dispõe de uma razoável infraestrutura básica como energia elétrica, comunicação, abastecimento de água, além de fácil acesso rodoviário através de estrada municipal a ligando a sede do município.

Este projeto de ampliação do sistema em implantação, em etapa única, beneficiará aproximadamente **95%** da população urbana até o ano previsto de **2042**.

Devido a limitação financeira e a alta dos preços dos insumos, será desenvolvido para ser executado em duas etapas, esse projeto encontra-se a primeira etapa, sendo que posteriormente a PREFEITURA ou a CAGECE deverá buscar recursos para implantação da etapa subsequente, bem como executar alguns trechos de rede coletora na Sub-bacia 03 que foi suprimido na execução da obra pela CAGECE.

ETAPA - I

- Rede de coleta de esgotos da **sub-bacia 02**;
- 01 estação elevatória (EE-2);
- 01 linha de recalque (LR-2);
- Ligações domiciliares das sub-bacias.

ETAPA – II

- Rede de coleta de esgotos da **sub-bacia 01**;
- Complemento da rede coletora da **sub-bacia 02**
- 01 estação elevatória (EE-1A);
- 01 linha de recalque (LR-1A);
- Ligações domiciliares das sub-bacias.

Com relação aos itens acima mencionados, a própria CAGECE sugere que seja adotada ligação predial do tipo convencional, rede coletora assentada nos logradouros públicos e estações elevatórias equipadas com conjunto motobomba submersível.

6.2 REDE COLETORA

Está prevista a implantação de **12,02 km** de rede coletora que somados aos 14,02 km de rede em fase final de implantação pela CAGECE, totalizará uma extensão de **26,04 km** de rede coletora de esgotos na sede do município.

A primeira etapa que contará com a **sub-bacia 02** em uma extensão total de **4,114 km**, enquanto a segunda etapa conta com uma extensão de **7,902 km** (sendo **7,014 km** da sub-bacia 01 e **0,89 km** do restante da sub-bacia 02): totalizando **12,02 km** projetados.

Posteriormente deverá a CAGECE ou a PREFEITURA concluir a rede coletora remanescente da Sub-bacia 03 onde deverá ser executado mais **6,07 km**.

A tubulação projetada e existente tem dimensão mínima de Ø150 mm em PVC.

Para efeito de lançamento e dimensionamento das canalizações coletoras, a área do projeto está inserida em duas áreas contribuintes.

Quadro 6.0 – Rede Coletora – Primeira etapa

Etapa	Sub-bacia	Extensões (m) – PVC OCRE			
		150	200	250	Total
Projeto	02	3.954,65	158,90		4.113,55
TOTAL		3.954,65	158,90	-	4.113,55

Quadro 6.1 – Resumo da Rede Coletora total

Etapa	Sub-bacia	Extensões (m) – PVC OCRE			
		150	200	250	Total
Em implantação CAGECE	03 e 04	-	-	-	14.020
Projeto	01	7.006	8	-	7.014
Projeto	02	4.843	159	-	5.002
Previsto	03	6.070	-	-	6.070
TOTAL		17.919	167	-	32.103

6.3 ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS DE ESGOTO

Será implantada 01 (uma) estação elevatória na primeira etapa e 01 (uma) estação elevatória na fase de ampliação, nos locais de topografia mais favorável para cada sub-bacia.

As principais características das estações elevatórias a implantar e as executadas pela CAGECE são apresentadas no quadro abaixo:

Quadro 6.2 – Características das Estações Elevatórias

Características	EE-1	EE-F	EE-1A	EE-2
Horizonte de projeto (ano)	2022	2022	2041	2041
Etapa	Implantação CAGECE	Implantação CAGECE	Projeto	Projeto
Vazão de bombeamento (l/s)	3,60	24,30	16,92	28,94
Potência (CV)	3,6	5,0	5,0	12,5
AMT (m)	7,00	9,00	10,21	18,64
Tipo de bomba	Submersível	Submersível	Submersível	Submersível
Configuração	1A + 1R	1A + 1R	1A + 1R	1A + 1R
Sub bacia de contribuição	4	3 e 4	1	1 e 2

6.4 LINHA DE RECALQUE

Cada estação elevatória implantada terá uma linha recalque para encaminhar as contribuições de esgoto para outra sub-bacia ou para ETE, de acordo com a configuração do projeto. A primeira etapa conta com a LR-2 e a segunda etapa conta com a LR-1A

As principais características das linhas de recalque são apresentadas no quadro abaixo:

Quadro 6.3 – Linhas de recalque projetadas

Linha de recalque	Localização		Vazões de Projeto (l/s)	Material	Diâmetro (mm)	Extensão (m)
	Montante	Jusante				
LR-1A	EE-1	PV SB-02	15,70	PVC DEF ^o F ^o	150	260,73
LR-2	EE-2	ETE	26,89	PVC DEF ^o F ^o	200	1970,44

6.5 LIGAÇÕES DOMICLIARES

Estão previstas a execução de **1.025** ligações prediais de esgoto nas duas etapas projetadas, que somadas as **1.050** unidades em implantação pela CAGECE, totalizará **2.075** ligações prediais em 2018. Deverá ser executado pela CAGECE para fechamento da Sub-bacia 03 mais **304** ligações prediais. Para primeira etapa estão previstas **441** ligações.

6.6 ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTOS - ETE

A ETE em implantação no sistema de esgotamento de Marco consta de um sistema de tratamento preliminar constituído por gradeamento e caixa de areia, e de um sistema secundário constituído por lagoas de estabilização em série, sendo a primeira lagoa do tipo facultativa, seguida de duas lagoas de maturação.

A ETE fica localizada no limite da zona urbana, situada ao norte desta, numa área mediamente ocupada com residências e próximo ao rio que servirá de corpo receptor dos efluentes.

Para atender o incremento de vazão do projeto das duas sub-bacias foi dimensionada uma nova lagoa de maturação para ser construída ao lado da lagoa facultativa inicial do sistema.

Quadro 6.4 – Dimensões da ETE

Unidade	Etapa	Dimensões (1)			
		Volume (m ³)	Largura a meia profundidade (m)	Comprimento a meia profundidade (m)	Profundidade (m)
Lagoa Facultativa	Em obra CAGECE	19200	80	120	2,0
Lagoa de maturação 01	Projeto	6120	34	120	1,5
Lagoa de maturação 02	Em obra CAGECE	4131	34	81	1,5
Lagoa de maturação 03	Em obra CAGECE	4131	54	81	1,5

Este tipo de tratamento é perfeitamente adequado às condições socioeconômicas, climáticas e geográficas encontradas na região, seja pela simplicidade da manutenção da lagoa, pela temperatura média local ou pela facilidade de dispor-se de área para construção das lagoas.

6.7 EMISSÁRIO GRAVITÁRIO

O emissário gravitário a ser construído na saída da ETE será em PVC OCRE com diâmetro de 250 mm e **52 metros** de extensão.

6.8 SISTEMA DE DISPOSIÇÃO FINAL DO EFLUENTE

O corpo receptor final do sistema é o Riacho do Córrego que deságua no Rio Acaraú.

O enquadramento do Rio Acaraú no trecho de interesse deverá ser considerado como pertencente à **Classe 3** de acordo com os critérios da **Resolução nº 357/2005**.

Os padrões de lançamento dos efluentes provenientes da estação de tratamento de esgotos deverão obedecer ao estabelecido na **Resolução nº 430/2011** do CONAMA, para fins de dimensionamento e verificação do projeto da ETE.



MUNICÍPIO DE
MARCO

7 - DIMENSIONAMENTO

7. DIMENSIONAMENTO

7.1 REDE COLETORA

O dimensionamento da rede coletora, feito com auxílio de um software específico, e os resultados dos cálculos estão nas planilhas apresentadas em anexo. O sistema de cálculo hidráulico informatizado foi desenvolvido em conformidade com a NBR 9649/86. As premissas e parâmetros básicos de cálculos, bem como os dados constantes das planilhas são descritos, a seguir.

9.1.1 FÓRMULA ADOTADA

Nos cálculos hidráulicos adotou-se a fórmula de Manning:

$$Q = \frac{A \times R^{2/3} \times i^{1/2}}{n}$$

Onde:

Q = vazão em m³/s

A = área da seção reta do tubo em m²

i = declividade do coletor em m/m

R = raio hidráulico em m

n = coeficiente de rugosidade da tubulação = **0,010**

9.1.2 CARACTERÍSTICAS DA REDE COLETORA

Características básicas da rede coletora:

Material: tubos de PVC rígido ponta e bolsa, tipo OCRE (NBR 7362)

Diâmetro mínimo: 150 mm

Recobrimento mínimo da tubulação: 0,90m

Distância máxima entre PV = 80,0m

Distância superior a 80m, implantação de PV intermediário

Declividade:

A rede foi dimensionada variando a obtenção de pequenas profundidades de modo a minimizar os custos da obra. As declividades mínimas adotadas atendem as condições de auto limpeza dos coletores para as vazões de projeto, não sendo inferior à mínima admissível, calculada de acordo com as Normas Técnicas recomendadas pela ABNT.

O conceito de tensão trativa, para fins de fixação da declividade mínima é adotado pelo sistema de cálculo. A declividade mínima a ser adotada deverá proporcionar uma tensão trativa média de 0,10 kgf/m², para um coeficiente de Manning n=0,013. A declividade que satisfaz essa condição é determinada pela expressão.

$$I = 0,0055 Q^{-0,47}$$

Onde:

I em m/m

Q em l/s

A máxima declividade admissível é aquela para o qual se tenha **Vf = 5m/s**

Vazões:

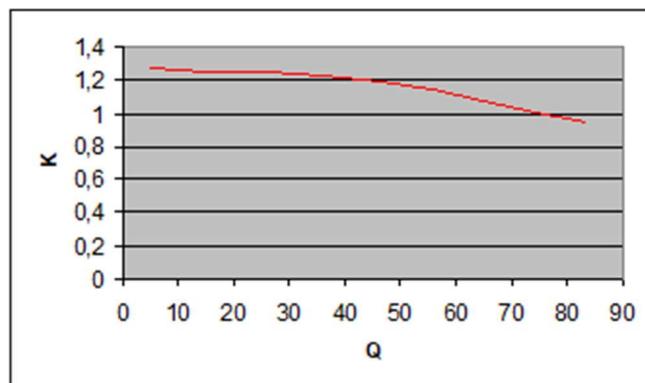
O menor valor de vazão adotado nos cálculos hidráulicos é de **1,5 l/s**, mesmo que a vazão total no trecho seja inferior, conforme preconiza a Norma.

Lâminas, Velocidades, Tensão Trativa e Remanso:

No dimensionamento hidráulico foi considerado o regime como sendo uniforme e permanente, sendo o valor da lâmina d'água igual ou inferior a 75%. Quando a velocidade final é superior a velocidade crítica, a maior lâmina é considerada como sendo igual ou inferior a 50% do diâmetro do coletor. A tensão trativa média mínima adotada é de 1,0 Pa. O controle do remanso foi realizado a partir do rebaixamento das cotas do coletor de jusante, quando necessário.

7.2 ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS E LINHAS DE RECALQUE

O diâmetro da Linha de Recalque foi estabelecido através da fórmula de Bresser, sendo que o coeficiente k foi estipulado através do gráfico apresentado a seguir:



No estudo do número de bombas, como as elevatórias são de pequeno e médio porte, foi considerado uma bomba ativa e uma bomba reserva (1+1), funcionando alternadamente.

Das alternativas viáveis de bombas disponíveis no mercado para as estações elevatórias, optou-se pela adoção de **bombas submersíveis** devido a algumas vantagens, principalmente econômicas, em relação às demais, tendo em vista o porte das unidades.

Os poços de sucção das elevatórias, que tem por finalidade amortecer as variações da vazão afluente e permitir um funcionamento da elevatória em regime uniforme, foram dimensionados considerando-se dois parâmetros básicos:

- ciclo de funcionamento dos motores;
- tempo de detenção.

O ciclo de funcionamento dos motores, correspondente ao tempo entre duas ligações consecutivas no motor, representa a soma do tempo da subida do líquido, entre os níveis mínimo e máximo, com o tempo de descida entre os mesmos níveis, sendo considerado como mínimo o valor de **10 minutos**, de acordo com recomendações da ABNT.

Com base nas dimensões requeridas pelos conjuntos elevatórios e peças especiais, verificou-se quais as dimensões mínimas dos poços de sucção. Analisando-se sua compatibilidade com a anterior e fixando-se os níveis de operação, pôde-se determinar as características dos poços de sucção.

O tempo de detenção do esgoto nos poços de sucção deve, então, ser verificado de modo que não ultrapasse **30 min**.

Os conjuntos elevatórios foram dimensionados considerando-se as vazões máximas, alturas manométricas requeridas para a solução, e os rendimento totais dos conjuntos motor-bombas informados pelo fabricante.

As alturas manométricas foram calculadas considerando-se as alturas geométricas de elevação, as perdas ao longo das canalizações e as perdas localizadas nas peças especiais.

Na entrada das estações elevatórias com vazão **até 10 l/s** foi prevista uma grade removível, tipo cesto, para reter sólidos de grandes dimensões e outros materiais, a fim de que não atinjam o fundo do poço, dificultando a limpeza. Esse dispositivo foi colocado na chegada do tubo, e não trará ônus à construção das elevatórias, já que se trata de uma estrutura compacta, que não interferirá com as bombas, tendo custo reduzido.

Nas estações elevatórias vazões **acima de 10 l/s** está previsto a implantação de uma unidade de tratamento preliminar, composto de grade manual e caixa de desarenação, de forma a aumentar a vida útil dos equipamentos de sucção com a remoção de sólidos grosseiros e areia.

O poço de sucção será em concreto do tipo retangular, com dispositivo anti-turbulência e conforme a dimensão com duas câmaras interligadas por vaso comunicante dotado de comporta para manutenção.

Previu-se, também, a implantação de um grupo gerador junto às elevatórias, visando à prevenção contra eventuais paralisações no fornecimento público de energia elétrica.

7.3 METODOLOGIA GERAL EMPREGADA PARA O CÁLCULO DOS TRANSIENTES HIDRAÚLICOS

O estudo foi desenvolvido com o fito de avaliar a performance hidráulica da linha de recalque projetada, verificando o seu comportamento às variações de pressão decorrentes do fenômeno do golpe de aríete, levando-se em conta a pior situação, admitida como sendo o instante de parada do bombeamento.

Os transientes hidráulicos na linha de recalque foram avaliados para o caso de parada do bombeamento na estação elevatória, quer seja devido à operação normal do sistema quer seja por interrupção do fornecimento de energia elétrica aos motores, considerando-se inicialmente que o sistema estaria funcionando *sem qualquer equipamento de proteção contra o golpe de aríete*. Esta condição de parada dos motores, conforme indica a própria literatura especializada, constitui-se na condição mais crítica de funcionamento do sistema, quando são provocadas as maiores sobrepensões e subpressões na linha de recalque.

Esta condição de avaliação preliminar do transiente hidráulico é a recomendada para se verificar a capacidade de suporte da adutora às variações de pressão resultantes do transiente mais desfavorável, mesmo sem proteção.

Alguns autores mais conservadores, como STEPHENSON¹ admite que as tubulações dos grandes sistemas de recalque deveriam ser projetadas para suportar as pressões transitórias calculadas na condição de parada dos motores, sem levar em conta o funcionamento dos equipamentos de proteção, como forma de se proteger o sistema contra possível falha nesses equipamentos.

SOFTWARE UTILIZADO

O modelo matemático utilizado para análise dos transientes hidráulicos e dimensionamento dos sistemas de proteção, constou do método das características, através do emprego do software ALLIEVI, que é um programa para a simulação de transientes hidráulicos de distribuição gratuita, tendo sido desenvolvido pela Universidade Politécnica de Valencia – Espanha.

ALLIEVI é um programa que proporciona condições para analisar e verificar os efeitos transitórios de manobras efetuadas nos elementos do sistema hidráulico. O programa permite analisar o escoamento em redes hidráulicas de condutos forçados alimentadas por vários reservatórios, com várias estações de bombeamento, e com o fluxo regulado por estações de válvulas formando redes malhadas, ramificadas ou mistas.

¹ Stephenson, D. , “Pipeline Design for Water Engineer”, Elsevier Scientific Publishing Co., Amsterdam,1976

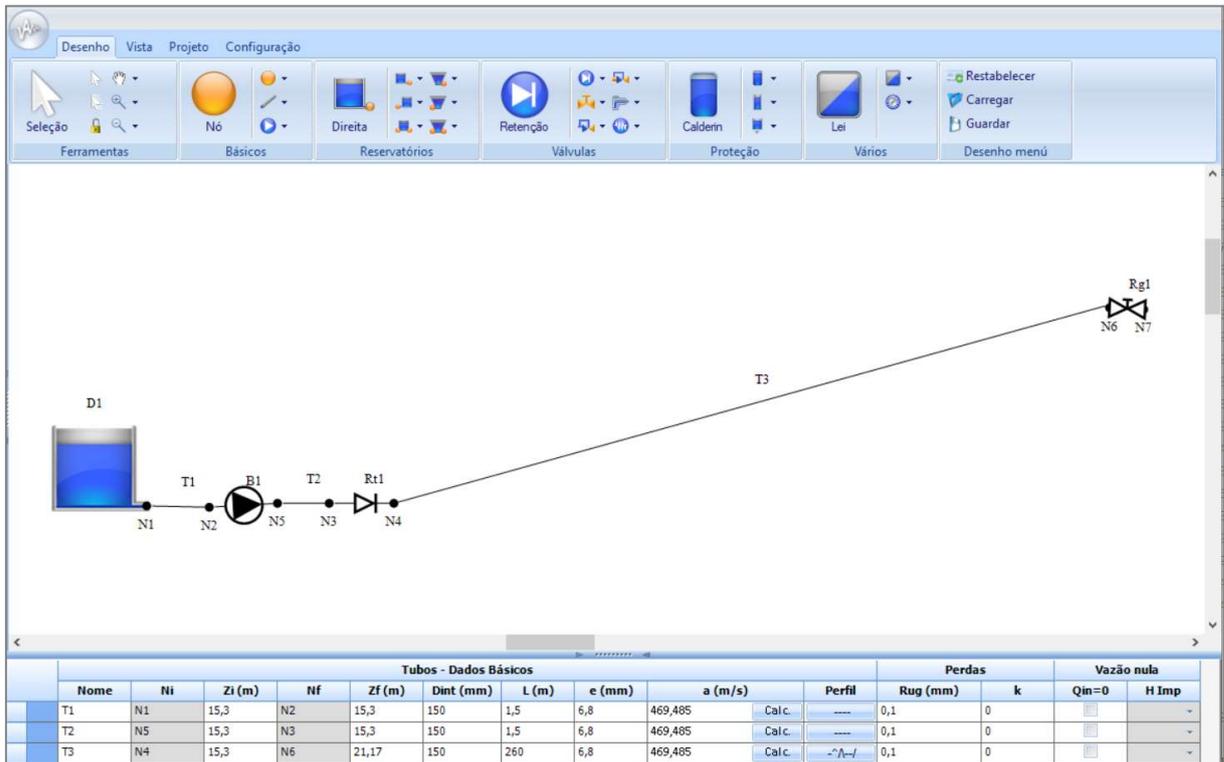


Figura 7.1 – Tela do Software ALLIEVI (EE-1A / LR-1A)

No ALLIEVI um conduto forçado o transiente hidráulico é analisado aplicando as equações de conservação de massa e da quantidade de movimento para um volume de controle que acompanha o deslocamento da onda de pressão ao longo da tubulação. É obtido um sistema de duas equações diferenciais não-lineares nas duas incógnitas (x -espaço e t -tempo), para a determinação da carga piezométrica $H=H(x, t)$ e da velocidade $V=V(x, t)$. A forma desse sistema de equações é:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + V \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{a^2}{g} \frac{\partial V}{\partial x} = 0$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial H}{\partial x} + f \frac{V|V|}{2D} = 0$$

Como este sistema não tem solução analítica, para a integração das equações o procedimento habitual é transformá-lo num sistema de equações de diferenças finitas e admitir que a solução seja alcançada em instantes t sucessivos separados de um intervalo Δt e em pontos x específicos (separados de uma distância Δx) obedecendo a condição:

$$\frac{\Delta x}{\Delta t} = a$$

sendo "a" a celeridade, isto é, a velocidade de propagação da onda de pressão na tubulação. Esta celeridade, no caso da água, é calculada utilizando a expressão:

$$a = \frac{9.900}{\sqrt{47,6 + C \frac{D}{e}}}$$

onde o coeficiente C depende do material da tubulação, D é o diâmetro interno e e é a espessura.

As equações diferenciais acima são transformadas em um sistema de duas equações algébricas, lineares com duas incógnitas, da forma:

$$H_i^{n+1} - H_{i-1}^n + \frac{a}{g}(V_i^{n+1} - V_{i-1}^n) + \frac{f_{i-1}^n \Delta x}{D} V_{i-1}^n |V_{i-1}^n| = 0$$

$$H_i^{n+1} - H_{i+1}^n - \frac{a}{g}(V_i^{n+1} - V_{i+1}^n) - \frac{f_{i+1}^n \Delta x}{D} V_{i+1}^n |V_{i+1}^n| = 0$$

Com as quais se pode calcular a carga piezométrica H e a velocidade V, na iésima seção da tubulação e no dado instante n+1, a partir dos valores de H e V conhecidos nos pontos i, i-1, i+1 no instante anterior n. Este procedimento utilizado no Allievi é conhecido como o "MOC - MÉTODO DAS CARACTERÍSTICAS".

O sistema pode ser resolvido para todos os pontos interiores de qualquer tubulação, mas não nos extremos, pois, aí, só há uma equação e duas incógnitas. Nesses extremos, onde se supõe que a tubulação está ligada a algum outro elemento da rede hidráulica, a equação que falta deverá representar o comportamento deste elemento; são as "condições de contorno". Estas condições de contorno representando o comportamento transitório do elemento podem se associar a novas incógnitas e, o ALLIEVI permite resolver o sistema de equações resultantes para considerar:

1. Reservatórios com seção variável
2. Estações de Bombeamento
3. Estruturas de controle de fluxo, que consiste em válvulas de vários tipos associadas em paralelo ou perda de carga localizada
4. Estruturas de Proteção, composto por vasos de pressão, tanques alimentadores unidirecionais e chaminés de equilíbrio.
5. Válvulas de Ar (ventosas), que podem ser distribuídas ao longo das tubulações.
6. Leis de carga piezométrica ou de vazão impostas nos extremos das tubulações.

CÁLCULO DO MOMENTO DE INÉRCIA TOTAL DO SISTEMA

O momento de inércia total é a soma dos momentos de todas as partes girantes no conjunto motor-bomba. Este dado, de suma importância no cálculo dos transientes

hidráulicos, costuma ser dado de diversas formas pelos fabricantes, tanto das bombas quanto dos motores, gerando certa confusão. Apresenta-se a seguir, um sumário das diversas formas como estes dados são apresentados normalmente em catálogo de fabricantes:

J = momento de inércia (kgm^2);

$GD^2 = 4 * \text{momento de inércia (kgm}^2\text{)}$;

$J = GD^2/4$;

G = massa girante (kg);

D = diâmetro de giração = $2 * \text{o raio de giração}$;

$I = J$ = momento de inércia;

$$I = \sum_i m_i r_i^2$$

ou $I = MR_G^2$

I = momento de inércia;

M = massa do corpo;

R_G = raio de giração, igual à distância ao eixo da rotação em que toda a massa poderia ser concentrada sem variar o momento de inércia.

Os momentos de inércia das bombas e motores devem ser obtidos junto a catálogos de fornecedores em função das características particulares de cada equipamento.

No caso em estudo, o momento de inércia do conjunto moto bomba fornecido pela fabricante FLYGT, tipo submersível modelo N 3085 SH 3 Adaptive 2p, com 1700rpm, é igual a **0,03 kgm^2** .

7.4 ESTAÇÃO ELEVATÓRIA EE-2 / LR-2: VERIFICAÇÃO DOS TRANSIENTES HIDRÁULICOS

CONSIDERAÇÕES GERAIS

O presente texto tem por objetivo descrever o estudo do transiente hidráulico da adutora da linha de recalque LR-2 do sistema de esgotamento sanitário da sede municipal de Marco, desde a Estação de Elevatória (EE-2) até o PV final na chegada da ETE.

O estudo foi desenvolvido com o fito de avaliar a performance hidráulica da linha de recalque projetada, verificando o seu comportamento às variações de pressão decorrentes do fenômeno do golpe de aríete, levando-se em conta a pior situação, admitida como sendo o instante de parada do bombeamento.

Na **Figura 7.3**, a seguir, é apresentada a tela do software ALLIEVI com o esquema hidráulico do projeto da linha de recalque LR-2.

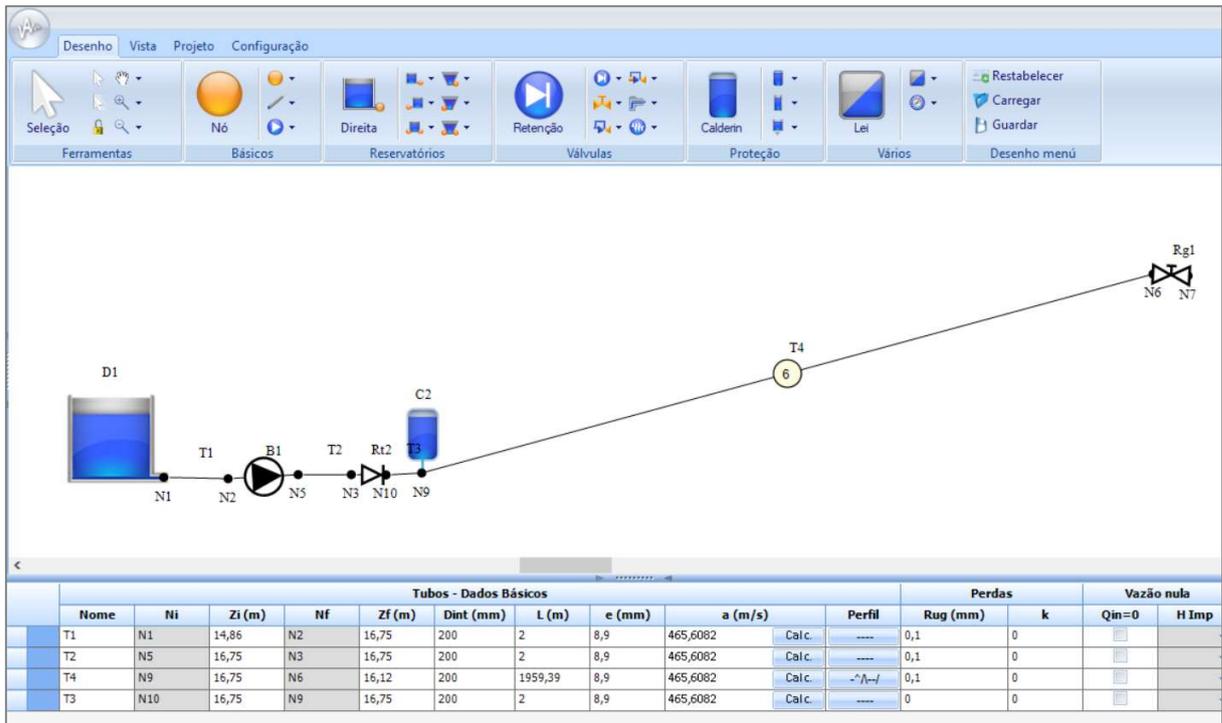


Figura 7.3 – Tela do Software ALLIEVI (EE-2 / LR-2)

No caso em estudo, o momento de inércia do conjunto moto bomba fornecido pela fabricante FLYGT, tipo submersível modelo N 3127 HT 3 Adaptive 4p, com 1460rpm, é igual a **0,12 kgm²**.

Resultados Das Simulações

Considerações Gerais

No cálculo do transiente hidráulico da estação elevatória EE-2, foram adotados os seguintes critérios quanto à necessidade do emprego de dispositivo de proteção:

- quanto à subpressão, adotou-se o vácuo como limite, a fim de evitar a descontinuidade da corrente líquida e colapso da tubulação;
- em relação à sobrepressão, adotou-se o valor máximo decorrente do regime de transiente verificado como sendo a mínima pressão de serviço da respectiva tubulação projetada;
- ocorre que, por força de condições especiais de instalação, a seleção de algumas tubulações recaiu, eventualmente, sobre classes de tubo que apresentam pressão admissível de serviço acima da que seria necessária, caso o único critério em tela viesse a ser pressões máximas;

- o sistema foi verificado, inicialmente, sem a utilização de dispositivo de proteção, de qualquer natureza. Nos casos em que os valores encontrados para as envoltórias máxima e mínima excederam os critérios acima, procedeu-se a um novo cálculo em que foi levada em consideração a utilização de dispositivos de proteção.

A tubulação é composta de tubos de PVC DEFoFo com espessura de 8,9mm em 1970,44m de extensão total.

A estação elevatória EE-2, conforme item 6 deste relatório, possui 01 conjunto motobomba ativo, com vazão unitária de 28,94L/s, 18,64 AMT de m e potência total instalada de 12,50cv.

Simulação do Sistema Sem Proteção

Inicialmente foi realizada a simulação do sistema com uma parada não programada da bomba da EE-2 para avaliação dos valores extremos das subpressões e sobrepressões transientes em toda a extensão da tubulação. O resultado desta análise está na figura abaixo.

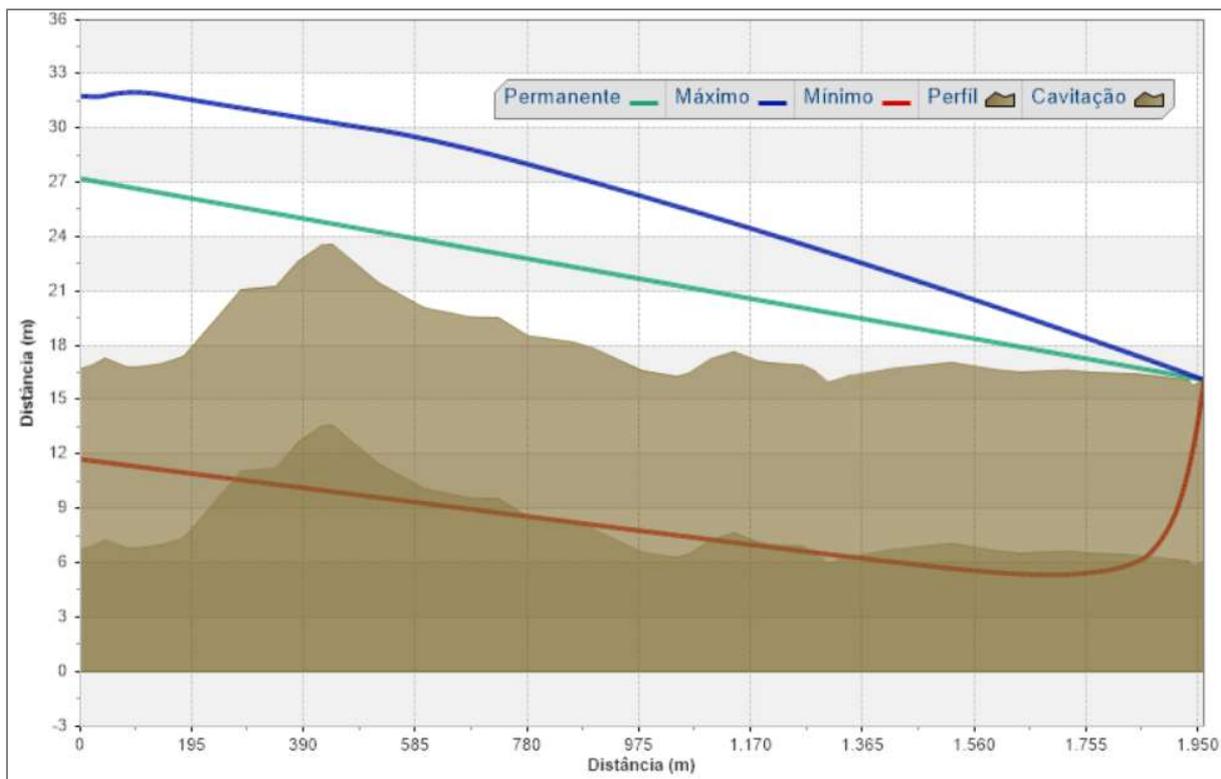


Figura 7.4 – Resultado da Simulação do Sistema SEM PROTEÇÃO (EE-2 / LR-2)

A partir da Figura 7.4 é possível observar que em parte do sistema a envoltória de pressões mínimas, linha vermelha, situa-se na zona de cavitação, havendo formação de vácuo e conseqüente ruptura da coluna d'água, enquanto a envoltória de pressões máximas atinge pressões da ordem de 15 mca, suportável pela tubulação de PVC DEFoFo.

Simulação do Sistema Com Proteção: Reservatório Hidropneumático

Como visto no cenário anterior, o sistema funcionando sem proteção não é suficiente para combater os efeitos provocados pelo o golpe de Aríete no instante de interrupção brusca da estação de bombeamento (parada das bombas), necessitando, portanto, de dispositivos capazes de amortecê-los e eliminar qualquer possibilidade de colapso do sistema.

Para tanto, foram realizados diversos cenários de simulação com o arranjo de dispositivos de proteção, resultando na instalação de um reservatório hidropneumático (RHO).

Esta solução otimizada foi calculada com reservatório hidropneumático ou reservatório de ar comprimido (RAC) com as seguintes características:

Capacidade: 500 Litros;

Pressão máxima: 1 MPa;

Dimensões da base (instalação): 1,55m x 0,80m.

A Figura 7.5 apresenta os resultados da simulação dos transientes hidráulicos da EE-2 com a instalação do reservatório hidropneumático, posicionado na saída da elevatória.

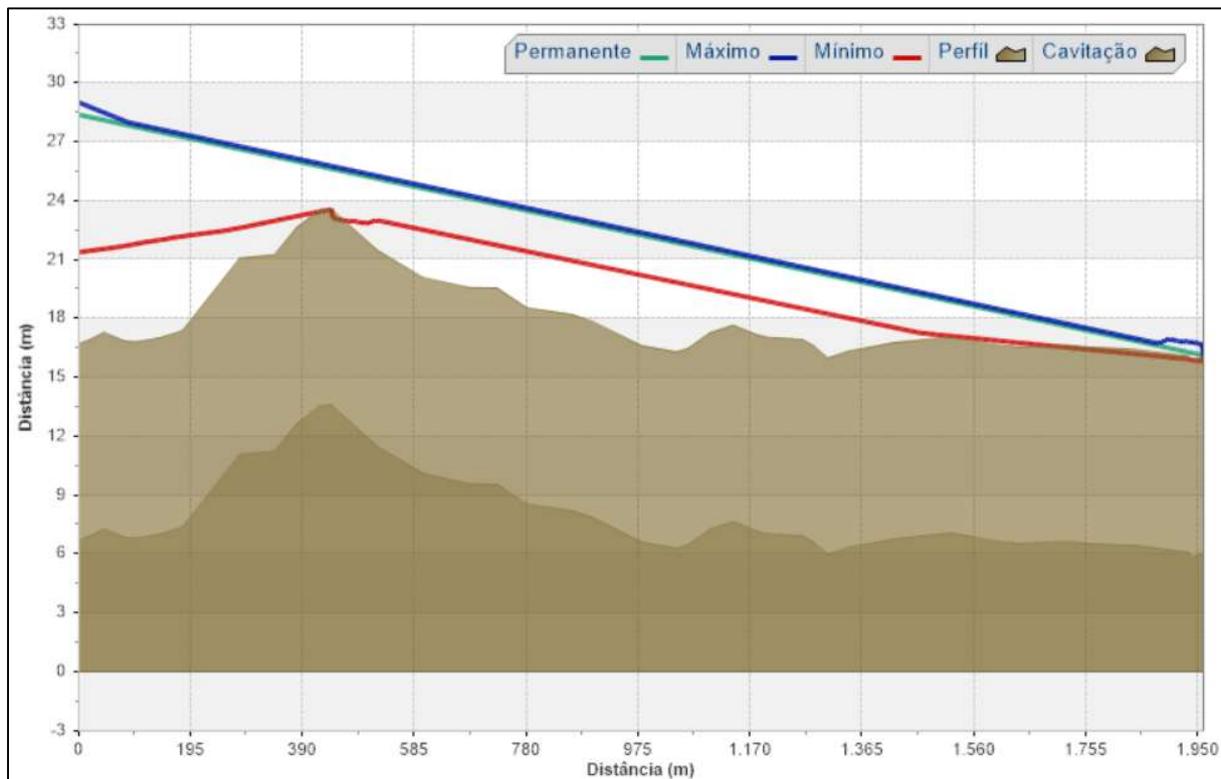


Figura 7.5 – Simulação do Sistema COM PROTEÇÃO: RESERVATÓRIO HIDROPNEUMÁTICO

Observa-se na Figura 7.5 que após a inserção da proteção do sistema com o reservatório hidropneumático a envoltória de pressões mínimas posiciona-se sempre acima da geratriz

inferior da tubulação, tornando o sistema seguro. A envoltória de pressões máximas, por sua vez, sofre redução também considerável em relação ao cenário sem proteção.

7.5 ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO – ETE

Esse projeto de ampliação contará com as lagoas do sistema de tratamento projetado pela TECMINAS (2002) e em execução pela CAGECE. Sendo o sistema composto por uma lagoa facultativa e duas lagoas de maturação, com o acréscimo de uma nova lagoa de maturação.

O sistema é projetado para receber as redes das sub-bacias 01, 02, 03 e 04 em um horizonte de 20 anos de crescimento populacional.

7.6 PLANILHAS DE DIMENSIONAMENTO DAS UNIDADES

A seguir são apresentadas as planilhas de cálculo com o dimensionamento das unidades do sistema.

É possível concluir que o efluente resultante do tratamento de lagoas da ETE projetada de acordo com item 7.3 está atendendo os padrões do CONAMA **Resolução nº 430/2011** e do COEMA **Resolução nº 2/2017** para o lançamento de efluentes sanitários tratados no corpo hídrico.

PLANILHA DE CÁLCULO DA REDE COLETORA - SUB-BACIA 01

SES DE MARCO

Coletor	Trecho	PV ini PV fim	Ext. (m)	Cont. linear (l/s.km) ini/fim	Cont. Trecho (l/s) ini/fim	Q Pontual (l/s)	Q Mont. (l/s) ini/fim	Q Jus. (l/s) ini/fim	Diâm. (mm)	Decliv. (m/m)	Cota Terr. (m)	Cota Proj. (m)	Recobr. (m) mon/jun	Prof. Vala (m) mon/jus	y/D mon/jus	V (m/s) ini/fim	Arr. In. (Pa) Vc (m/s)	K (mm) ini/fim]
C1	1-1	1	26,93	1,18	0,032	0	0	0,032	150	0,0423	37,644	36,594	0,9	1,05	0,12	1,23	4,75	0,06
		2		2,24	0,06	0	0	0,06			36,505	35,455	0,9	1,05	0,12	1,23	2,01	0,06
	1-2	2	46,7	1,18	0,055	0	0,059	0,114	150	0,008	36,505	35,455	0,9	1,05	0,19	0,66	1,33	0,06
		3		2,24	0,105	0	0,113	0,218			36,132	35,082	0,9	1,05	0,19	0,66	2,45	0,06
	1-3	3	46,7	1,18	0,055	0	0,114	0,169	150	0,0253	36,132	35,082	0,9	1,05	0,14	1,01	3,21	0,06
		4		2,24	0,105	0	0,218	0,322			34,949	33,899	0,9	1,05	0,14	1,01	2,14	0,06
	1-4	4	53,89	1,18	0,063	0	0,2	0,264	150	0,0387	34,949	33,899	0,9	1,05	0,12	1,19	4,44	0,06
		5		2,24	0,121	0	0,381	0,501			32,862	31,812	0,9	1,05	0,12	1,19	2,03	0,06
	1-5	5	66,37	1,18	0,078	0	0,264	0,342	150	0,0055	32,862	31,812	0,9	1,05	0,21	0,57	1	0,06
		6		2,24	0,149	0	0,501	0,65			32,634	31,448	1,036	1,186	0,21	0,57	2,56	0,06
	1-6	6	50,94	1,18	0,06	0	0,342	0,402	150	0,0158	32,634	31,448	1,036	1,186	0,16	0,85	2,24	0,06
		7		2,24	0,114	0	0,65	0,764			31,695	30,645	0,9	1,05	0,16	0,85	2,26	0,06
	1-7	7	42,08	1,18	0,05	0	0,402	0,451	150	0,0804	31,695	30,645	0,9	1,05	0,1	1,55	7,76	0,06
		8		2,24	0,094	0	0,764	0,858			28,312	27,262	0,9	1,05	0,1	1,55	1,86	0,06
	1-8	8	58,76	1,18	0,069	0	0,451	0,52	150	0,0692	28,312	27,262	0,9	1,05	0,11	1,47	6,92	0,06
		9		2,24	0,132	0	0,858	0,99			24,246	23,196	0,9	1,05	0,11	1,47	1,9	0,06
	1-9	9	68,27	1,18	0,08	0	0,52	0,601	150	0,0055	24,246	23,196	0,9	1,05	0,21	0,57	1	0,06
		10		2,24	0,153	0	0,99	1,142			24,545	22,822	1,573	1,723	0,21	0,57	2,56	0,06
	1-10	10	36,74	1,18	0,043	0	1,341	1,385	150	0,0146	24,545	22,822	1,573	1,723	0,16	0,83	2,11	0,06
		11		2,24	0,082	0	2,552	2,634			23,336	22,286	0,9	1,05	0,21	0,97	2,58	0,06
	1-11	11	36,35	1,18	0,043	0	1,436	1,479	150	0,0371	23,336	22,286	0,9	1,05	0,13	1,17	4,3	0,06
		12		2,24	0,081	0	2,733	2,814			21,988	20,938	0,9	1,05	0,17	1,41	2,35	0,06
	1-12	12	62,97	1,18	0,074	0	1,479	1,553	150	0,0054	21,988	20,938	0,9	1,05	0,21	0,57	1	0,06
		13		2,24	0,141	0	2,814	2,955			21,75	20,599	1,001	1,151	0,29	0,69	2,97	0,06
	1-13	13	62,97	1,18	0,074	0	1,553	1,627	150	0,0153	21,75	20,599	1,001	1,151	0,16	0,86	2,27	0,06
		14		2,24	0,141	0	2,955	3,096			20,685	19,635	0,9	1,05	0,23	1,04	2,66	0,06
	1-14	14	62,98	1,18	0,074	0	1,627	1,702	150	0,0076	20,685	19,635	0,9	1,05	0,2	0,67	1,36	0,06
		15		2,24	0,141	0	3,096	3,237			20,206	19,156	0,9	1,05	0,28	0,81	2,91	0,06
	1-15	15	54,34	1,18	0,064	0	1,757	1,821	150	0,0049	20,206	19,156	0,9	1,05	0,23	0,58	1	0,06
		16		2,24	0,122	0	3,342	3,463			20,315	18,889	1,276	1,426	0,32	0,7	3,11	0,06
	1-16	16	55,14	1,18	0,065	0	1,821	1,885	150	0,0048	20,315	18,889	1,276	1,426	0,24	0,58	1	0,06
		17		2,24	0,123	0	3,463	3,587			20,349	18,624	1,575	1,725	0,33	0,7	3,14	0,06
	1-17	17	54,57	1,18	0,064	0	1,959	2,023	150	0,0082	20,349	18,624	1,575	1,725	0,21	0,73	1,56	0,06
		18		2,24	0,122	0	3,726	3,849			19,224	18,174	0,9	1,05	0,3	0,87	3	0,06
	1-18	18	49,94	1,18	0,059	0	2,108	2,167	150	0,0302	19,224	18,174	0,9	1,05	0,16	1,21	4,34	0,06
		19		2,24	0,112	0	4,01	4,122			17,714	16,664	0,9	1,05	0,22	1,46	2,62	0,06
	1-19	19	49,94	1,18	0,059	0	2,167	2,225	150	0,0068	17,714	16,664	0,9	1,05	0,24	0,69	1,4	0,06
		20		2,24	0,112	0	4,122	4,234			17,376	16,326	0,9	1,05	0,33	0,83	3,13	0,06