

**SISTEMA DE ESGOTAMENTO  
SANITÁRIO  
PARQUE DA PEDREIRA – IJUÍ - RS**

**NOV/2012**

## PROJETO DE SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO

### 1- Introdução

Com o intuito de dar a destinação correta aos efluentes lançados, ao futuro, parque da Pedreira no município de Ijuí – RS foi realizado o presente projeto de esgotamento sanitário, contemplando rede coletora de esgoto tipo separador absoluto e respectiva estação de bombeamento.

O projeto foi elaborado de acordo com as características topográficas e ocupacionais da área, com o objetivo de simplificação operacional e otimização dos investimentos necessários.

Salienta-se que o presente projeto tem como base o levantamento topográfico disponibilizado pela prefeitura municipal de Ijuí – RS e DEOB-MIS.

### 2- Avaliações das Vazões

As contribuições domésticas foram estimadas levando-se em consideração a ocupação demográfica e os consumos de água “per capita”, de forma a possibilitar uma eventual estabilização das unidades do sistema.

Para o cálculo destas contribuições foram utilizados alguns critérios e parâmetros definidos de acordo com as peculiaridades locais e em conformidade com projetos afins, e com o preconizado pelas normas técnicas brasileiras pertinentes ao assunto, ou seja:

- Consumo de água considerado, “per capita” (q):...150L/hab.dia
- Coeficientes de variações de consumo médio:
  - coeficiente do dia de maior consumo: .....( $k_1$ ): 1,2
  - coeficiente da hora de maior consumo: .....( $k_2$ ): 1,5
- Coeficiente de retorno esgoto/água: .....( $C$ ): 0,8
- Taxa de Infiltração: .....0,5 L/s. km

### 3- Critérios Hidráulicos e de Processo

Os critérios e parâmetros utilizados para o dimensionamento das redes coletoras foram definidos com base nas normas da ABNT.

#### a) Rede Coletora e Ligações Prediais

- Lâmina máxima admissível:

Conforme recomenda a ABNT, através da NBR-9649 – Projeto de Redes Coletoras de Esgoto Sanitário, adotou-se a lâmina máxima de 75% do diâmetro da canalização para atender a vazão de final de plano.

- Velocidade máxima e mínima:

A velocidade máxima é limitada a valores que possam garantir a integridade das superfícies internas das canalizações, principalmente pelo efeito do atrito causado pelos sólidos presentes no esgoto. Conforme preconiza a norma ABNT NBR-9649 – Projetos de redes Coletoras, adotou-se a velocidade máxima igual a 5 m/s.

A velocidade mínima adquire especial importância na prevenção e controle da geração de sulfatos e na garantia de minimizar a deposição de partículas sólidas no interior da canalização. A velocidade mínima corresponde a uma determinada declividade mínima, que é definida em função da tensão trativa média admissível. A tensão trativa mínima adotada foi de 1,0 Pa, sempre verificada para a vazão mínima ocorrente na tubulação.

- Profundidade das canalizações:

A profundidade das canalizações esta de acordo com o que estabelece a norma ABNT NBR 9649/1986. A profundidade mínima adotada é aquela que permite um recobrimento mínimo de 0,90 m sobre a geratriz superior da tubulação, quando esta estiver instalada no leito das vias de tráfego de veículos. Quando a rede coletora estiver instalada no passeio o recobrimento poderá ser de 0,65 conforme norma supracitada. Para casos onde não for respeitado o recobrimento mínimo, a tubulação deverá ser envelopada conforme padrão CORSAN.

- Distâncias máximas entre inspeções:

As distâncias máximas adotadas entre poços de inspeções foram de 100 m, uma vez que se trata de tubulações com DN < 400 mm.

- Diâmetro e material das tubulações:

Com o objetivo de facilitar o transporte, manuseio e rapidez de execução, como paradigma de projeto previu-se tubulações de PVC de diâmetro de 100 mm para ligações prediais e diâmetro mínimo de PVC de esgoto rígido de 150 mm para rede coletora.

## **4 - MEMÓRIA DESCRITIVA E DE CÁLCULO DA REDE COLETORA**

### **4.1 - Considerações Iniciais**

O sistema projetado é do tipo Separador Absoluto, orientado em função das condições de escoamento natural. A rede coletora será dimensionada para atender a demanda do projeto original.

### **4.2 - Traçado da Rede Coletora**

O traçado da rede coletora teve por base as condicionantes topográficas existentes, o posicionamento do sistema viário urbano e a rede coletora existente.

A distância máxima entre poços de inspeção passou a ser limitada apenas pelo alcance dos equipamentos disponíveis para desobstrução da rede, segundo a NBR-9649/86 "Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário". O espaçamento admissível adotado entre poços de visita poderá ser de até 120m, contudo para o presente projeto foi adotado, como distância máxima entre os PVs, 100m.

### **4.3 - Características da Rede Projetada**

#### **Diâmetro Mínimo**

A CORSAN adota o diâmetro mínimo para projeto o DN de 150 mm, ainda que a norma NBR – 9649 permita o uso de DN 100, por questão de maior facilidade na manutenção.

#### **Material da Rede**

Adotar-se-á tubulações em PVC rígido com junta elástica para coletor de esgoto sanitário, conforme NBR 7362-1/2005, com seus respectivos anéis de borracha nitrílica, conforme NBR 9051, e conexões em PVC rígido com junta elástica para coletor de esgoto sanitário, conforme NBR 10.569.

#### **Recobrimento da Rede Coletora**

O recobrimento mínimo adotado no projeto é de 0,90 m, segundo a NB-9649. Para coletores assentados no passeio será adotado um recobrimento mínimo de norma, ou seja,

0,65 m. Quando o recobrimento mínimo não for atendido, a tubulação será envelopada conforme padrão CORSAN.

### Poços de Visitas (PV's)

Os poços de visitas (PV's) foram previstos nas seguintes situações:

- nos trechos muito longos;
- nas mudanças de direção dos coletores;
- nas mudanças de diâmetros; e
- nas mudanças de declividade.

Nos casos de mudança de direção com ângulos menores do que 90° deverá ser executado um degrau no PV, com a finalidade de se garantir a continuidade do movimento.

Quando localizados em vias de tráfego, serão utilizados PV's tipo N, os quais possuem diâmetro interno de 1,00 metros e facilitam manutenção da rede.

Em cabeceiras de rede, tanto em passeios como em vias de tráfego, serão utilizados inspeções tubulares (IT's), com diâmetro de 150mm.

### 4.4 - Ligações Prediais

As ligações prediais serão executados em PVC DN 100, em tubo de PVC rígido para Rede de Esgoto Sanitário, conforme NBR-10.570.

### 4.5 - Determinação das Vazões de Projeto

#### Vazões de Infiltração

As vazões de infiltração, serão determinadas a partir da taxa de 0,50 L/s.Km.

#### Vazões Máximas

$$Q_f = \frac{N \times q \times C \times K_1 \times K_2}{86.400} \quad ; \text{ onde:}$$

$Q_f$  Vazão máxima doméstica final (L/s.);

$N$  nº de habitantes

$q$  "per capita" (150 L/hab.dia);

- C coeficiente de retorno = 0,80;  
K<sub>1</sub> coeficiente de máxima vazão diária = 1,20;  
K<sub>2</sub> coeficiente de máxima vazão horária = 1,50.

## 4.6 - Dimensionamento Hidráulico da Rede Coletora

### 4.6 a) Condições de Dimensionamento

O dimensionamento hidráulico da Rede Coletora foi realizado através da soma das vazões domésticas, com as de infiltração e concentradas, esta ultima quando houver, verificando-se trecho a trecho a rede, para as condições finais do projeto.

### 4.6 b) Fórmula Adotada

Para o dimensionamento dos coletores de esgoto adotou-se a fórmula de Manning, calculada conforme critério estabelecido pela CORSAN no que se refere ao coeficiente de rugosidade.

$$v = 1/n \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \quad ; \text{ onde:}$$

- v velocidade de escoamento (m/s)  
n coeficiente de rugosidade (n=0,010 ; PVC);  
R<sub>h</sub> raio hidráulico (m);  
I declividade do coletor (m/m).

### 4.6 c) Vazão mínima

Pela norma NB-9649/86, o menor valor de vazão a considerar em qualquer trecho é de 1,5 L/s.

#### 4.6 d) Tensão Trativa

Tensão trativa é definida como uma tensão tangencial exercida sobre a parede do conduto pelo líquido escoado.

Este é o critério determinado pela NB-9649 para dimensionamento dos coletores de esgoto e envolve considerações sobre três aspectos principais: hidráulico, controle de sulfetos e ação de auto limpeza. Este conceito substituiu a velocidade de auto limpeza preconizada pela PNB – 567/75.

A tensão trativa representa um valor médio de tensão ao longo do perímetro molhado do conduto e é calculada pela seguinte expressão:

$$T = \delta \times R_h \times I \quad ; \text{ onde:}$$

T tensão trativa média (Pa);

$\delta$  peso específico do líquido (10.000 N/m<sup>3</sup>);

$R_h$  raio hidráulico (m);

I declividade do coletor (m/m)

#### 4.6 e) Tensão Trativa Crítica

A tensão trativa crítica é de 1,0 Pa, segundo a Norma.

Em qualquer trecho da rede, a tensão trativa calculada deverá ser maior ou igual à tensão trativa crítica, sendo esta a condição para que o esgoto escoado satisfaça a condição de auto limpeza e de controle de sulfetos.

#### 4.6 f) Altura da Lâmina de Esgoto

##### Lâmina Mínima

Pelo critério de tensão trativa, haverá auto limpeza nas tubulações de esgoto desde que, uma vez por dia a tensão trativa calculada atinja valor igual ou superior à tensão trativa crítica, qualquer que seja a altura da lâmina d'água.

##### Lâmina Máxima

A lâmina máxima deve ser igual ou menor que 75% do diâmetro da tubulação, para a vazão final de contribuição no trecho do coletor.

#### 4.6 g) Velocidade de Escoamento

##### Velocidade Inicial Mínima

Foi substituída pelo critério de verificação de tensão trativa crítica. A declividade mínima admissível é a que satisfaz a tensão trativa crítica.

No presente projeto as declividades mínimas foram calculadas através da seguinte fórmula:

$$I_{\min} = 0,006122 \times Q_i^{-(6/13)} \quad ; \text{ onde:}$$

$I_{\min}$  declividade mínima (m/m); e

$Q_i$  vazão inicial (L/s)

##### Velocidade Final Máxima

A velocidade final máxima permitida será de 5,0 m/s, o que resulta na declividade máxima .

#### Condição de Controle de Remanso e Velocidade Crítica

$$V_c = 6 \times (g \times R_h)^{1/2}, \text{ onde}$$

$V_c$  velocidade crítica (m/s);

$g$  aceleração da gravidade (m/s<sup>2</sup>); e

$R_h$  raio hidráulico (m).

Sempre que a velocidade final no coletor ultrapassar a velocidade crítica, a altura da lâmina d'água é limitada em 50% do diâmetro do coletor, assegurando a ventilação do trecho.

Sempre que a cota do nível de água na saída de qualquer PV estiver acima de qualquer das cotas dos níveis d'água de entrada, foi verificada a influência do remanso no trecho de montante.

#### Planilha de Cálculo





## COMPANHIA RIOGRANDENSE DE SANEAMENTO

A seguir apresenta-se a planilha de dimensionamento da rede coletora de esgoto sanitário, conforme NBR 9649/86.



COMPANHIA RIOGRANDENSE DE SANEAMENTO

PlanilhaRC

## 5 - MEMÓRIA DESCRITIVA E DE CÁLCULO DA ESTAÇÃO DE BOMBEAMENTO DE ESGOTOS

### 5.1 - Considerações Iniciais

A EBE estará localizada no passeio da Rua Guilherme Timm, e terá como finalidade bombear os esgotos afluentes até o PV 310 na Rua do Comércio.

A estação de bombeamento foi concebida como sendo 01 poço úmido, em formato cilíndrico. Este poço será bipartido, sendo, primeiramente, o gradeamento e, em sequência, as bombas do tipo submersível (01 operativa + 01 reserva).

### 5.2 - Dimensionamento da EBE 1

O esgoto afluente será recebido em um poço de visita (PV) a montante da EBE, este por sua vez apresentará um registro para manutenção da estação de bombeamento e um extravasor para eventuais problemas junto ao conjunto moto-bomba.

Após o PV de manutenção o efluente seguirá para o poço-úmido, sendo que primeiramente passará por um cesto içável para retenção de sólidos grosseiros e em sequência será conduzido até as bombas submersíveis para o devido recalque.

O esgoto será recalcado através de tubulação de ferro fundido DN 150 mm até a o PV 310.

Na câmara de manobras, as tubulações foram também dimensionadas em ferro fundido DN 150 mm, neste local existem peças que primam pela segurança do equipamento e peças que vem a facilitar a montagem e desmontagem do barrilete. Para maiores detalhes ver planta em anexo.

Para dimensionamento do sistema de recalque dos esgotos foram adotados os seguintes parâmetros:

- a) Comprimento da linha de recalque: 1735 m
- b) Cota de chegada na EBE (coletor): 300,2
- c) Cota do terreno na EBE: 302,08 m
- d) Cota do nível mínimo do poço úmido: 298,79 m
- e) Desnível geométrico:  $354,38 - 298,79 = 55,59$  m
- f) Material adotado para a tubulação (barrilete): Ferro Fundido Dúctil
- g) Diâmetro adotado: 150 mm
- h) Velocidade mínima: 0,60 m/s
- i) Dimensionamento hidráulico: Hazen Willians

Cabe salientar que para a presente linha de recalque, devido a sua diferença de desnível geométrico, vide item e), foi realizada a análise dos transientes hidráulicos visando a segurança do sistema. Para maiores detalhes ver item 6 - Transientes Hidráulicos.

### 5.3 - Gradeamento

Localizado no mesmo PV da câmara de bombas, o gradeamento será através de um cesto içável, formado por malha de fio aço inoxidável, espaçadas 50 mm entre si, com a função de impedir a passagem de sólidos grosseiros para o poço de sucção.

### 5.4 - Poço de Sucção (Poço de Bombas)

O poço de sucção será dimensionado através dos seguintes parâmetros:

- Q<sub>af1</sub> = vazão afluente: vazão máxima de chegada na elevatória : 15,00 L/s
- Q<sub>méd</sub> = vazão média afluente a elevatória = 6,67 L/s
- Cota do terreno da elevatória: 302,08 m
- Cota da tampa da elevatória: 302,18 m
- Cota do fundo da elevatória: 298,29 m
- Cota do nível mínimo do esgoto: 298,79 m
- Cota do nível máximo do esgoto (1º etapa): 299,59 m
- Cota do nível máximo do esgoto (2º etapa): 299,79 m
- Cota do nível de alarme (5 cm acima do nível máximo): 299,84 m
- Faixa de operação: nível máximo – nível mínimo:
- 1º etapa: 0,80 m
- 2º etapa: 1,00 m
- Área do poço de sucção:  $(\pi \cdot D^2/4) \cdot 1 = (\pi \cdot (2,5)^2/4) \cdot 1 = 4,90 \text{ m}^2$
- Volume útil (compreendido entre os níveis máximo e mínimo):
  - V<sub>u</sub> (1º etapa) =  $4,90 \cdot 0,80 = 3,92 \text{ m}^3$
  - V<sub>u</sub> (2º etapa) =  $4,90 \cdot 1,0 = 4,90 \text{ m}^3$
- Q<sub>b</sub> = vazão da bomba 1º etapa = 15,00 L/s
- Q<sub>b</sub> = vazão da bomba 2º etapa = 20,00 L/s
- H<sub>ef</sub> = altura compreendida entre o fundo da elevatória e o centro da faixa de operação:
  - H<sub>ef</sub> (1º etapa): 0,9;
  - H<sub>ef</sub> (2º etapa): 1,0.
- Volume efetivo: produto da área do poço e altura efetiva
  - V<sub>ef</sub> (1º etapa): = 4,42 m<sup>3</sup>
  - V<sub>ef</sub> (2º etapa): = 4,91 m<sup>3</sup>

**Dimensionamento:**

- Calculamos o tempo de operação ( $t_o$ ) do sistema, que consiste na soma dos tempos de subida ( $t_s$ ) e o tempo de descida ( $t_d$ ):

$$t_s = \frac{V_u}{Q_{méd}} =$$

$$t_d = \frac{V_u}{Q_b - Q_{méd}} =$$

To (1° etapa) =  $t_s + t_d = 9,2 + 7,4 = 16,6$  minutos (3,6 partidas/hora)

To (2° etapa) =  $t_s + t_d = 7,0 + 8,8 = 15,8$  minutos (3,8 partidas/hora)

- Levando em consideração o tempo de detenção ( $t_{det}$ ), isto é, tempo em que o afluente líquido deve permanecer no poço sem que haja decomposição e proliferação de odores. Para o seu cálculo, levamos em consideração a vazão média de chegada à elevatória e o volume efetivo:

$$t_{det} = \frac{V_{efe}}{Q_{méd}} =$$

Tdet (1° etapa) = 16,6 min;

Tdet (2° etapa) = 9,8 min.

O fundo da elevatória terá inclinações laterais para centralizar o líquido mais próximo dos bocais das bombas evitando, assim, deposição de material fora do alcance de sucção das mesmas.

**5.5 - Câmara de Manobras**

A câmara de manobras é o local onde estão localizadas as peças de montagem e proteção do sistema, tais como válvulas de retenção e registros. Executada em concreto armado, a câmara tem por finalidade, entre outras, proteger o sistema contra transientes hidráulicos. Os tubos e conexões ali instalados serão em F°F°, diâmetro de 150 mm.

## 5.6 - Emissário por Recalque

O esgoto será recalcado através de uma tubulação de Ferro Fundido DN 150 mm desde a saída da câmara de manobras até o PV 310, tendo como cota de chegada 360 metros (geratriz inferior) e cota da tampa 361 metros.

### Perdas de Carga

A perda de carga ao longo do trecho será dada pela fórmula da Hazen-Williams:

$$J = \frac{10,646 * Q_b^{1,852}}{C^{1,852} * D^{4,87}} * L$$

Onde:

J = perda de m

Q<sub>b</sub> = vazão de bombeamento, em m<sup>3</sup>/s

C = coeficiente para PVC = 120

D = diâmetro do tubo, em m

L = comprimento do emissário, em m

$$J(1^{\circ} etapa) = 11,6 \text{ m}$$

$$J(2^{\circ} etapa) = 19,7 \text{ m}$$

A perda de carga localizada será calculada pela fórmula:

$$H_s = \frac{\sum k * (v^2)}{2 * 9,806}$$

Onde:

H<sub>s</sub> = perda de carga localizada, em m

V = velocidade, em m/s

K = coeficientes de cada peça

Sendo:

$$Q = v * A$$

Onde:

Q = vazão, em m<sup>3</sup>/s

$V$  = velocidade, em m/s

$A$  = área do tubo, em m<sup>2</sup>

Logo,

$$v(1^{\circ}etapa) = 0,84 \text{ m/s}$$

$$v(2^{\circ}etapa) = 1,13 \text{ m/s}$$

Relacionando a quantidade de peças existentes desde a saída da bomba até a chegada no PV, ou seja, o emissário de recalque passando pelas peças da câmara de manobras:

Portanto, teremos:

$$H_s(1^{\circ}etapa) = 0,20 \text{ m}$$

$$H_s(2^{\circ}etapa) = 0,36 \text{ m}$$

Somando-se as perdas de carga linear e localizada, temos:

$$H_t(1^{\circ}etapa) = J + H_s = 11,6 + 0,20 = 11,8 \text{ m}$$

$$H_t(2^{\circ}etapa) = J + H_s = 19,7 + 0,4 = 20,10 \text{ m}$$

### Parâmetros para escolha das Bombas

As bombas escolhidas para o projeto foram do tipo submersível, por possuírem resfriamento próprio e serem economicamente mais viáveis.

Os tempos de operação e detenção da EBE foram calculados levando em conta a vazão média afluyente de projeto. Porém, para a escolha da bomba, levamos em conta a vazão máxima de projeto e, aplicando uma margem de segurança ao sistema, escolheu-se uma bomba com vazão de 15,00 L/s (1° etapa) e 20,00 l/s(2° etapa).

Determinando o desnível geométrico, que consideramos como a diferença de cotas entre o ponto de chegada no PV e o nível mínimo de líquido no poço de sucção:

- Cota de chegada no PV (coletor) = 354,38 m
- Cota do nível mínimo do poço = 298,79 m
- Desnível geométrico (hg) = 55,59 m

Somando ao “hg” o total de perda de carga no recalque ( $H_t$ ), temos a Altura Manométrica Total (AMT):

AMT (1° etapa) =  $h_g + H_t = 55,59 + 11,80 = 67,39$  mca

AMT (2° etapa) =  $h_g + H_t = 55,59 + 20,10 = 75,69$  mca

Parâmetros da Bomba escolhida para EBE 1° etapa:

A bomba escolhida, levando-se em conta os dados de entrada, foi:

- Bomba submersível marca KSB;
- Modelo: KRT K100-401
- Frequência: 60 Hz;
- Vazão de bombeamento:  $54\text{m}^3/\text{h}$ ;
- AMT: 67,39 mca;
- Passagem de sólidos: 50 mm;
- Rotor: 358,00 mm;
- Rendimento: 30 %;
- Potência do Motor: 50 CV;

Em anexo, seguem as características da bomba EBE 1° ETAPA:



Parâmetros da Bomba escolhida para EBE 2º etapa:

A bomba escolhida, levando-se em conta os dados de entrada, foi:

- Bomba submersível marca KSB;
- Modelo: KRT K100-401
- Frequência: 60 Hz;
- Vazão de bombeamento: 72 m<sup>3</sup>/h;
- AMT: 75,59 mca;
- Passagem de sólidos: 50 mm;
- Rotor: 377,00 mm;
- Rendimento: 38 %;
- Potência do Motor: 60 CV;

Em anexo, segue as características da bomba da EBE 2º ETAPA:

## 6 - TRANSIENTES HIDRÁULICOS

Foram estudados os transientes hidráulicos para o emissário de esgoto na cidade de Ijuí, que é bombeado desde a EBE até a câmara de dissipação antes do PV 310. O estudo foi realizado com base nos dados dos projetos hidráulico e mecânico.

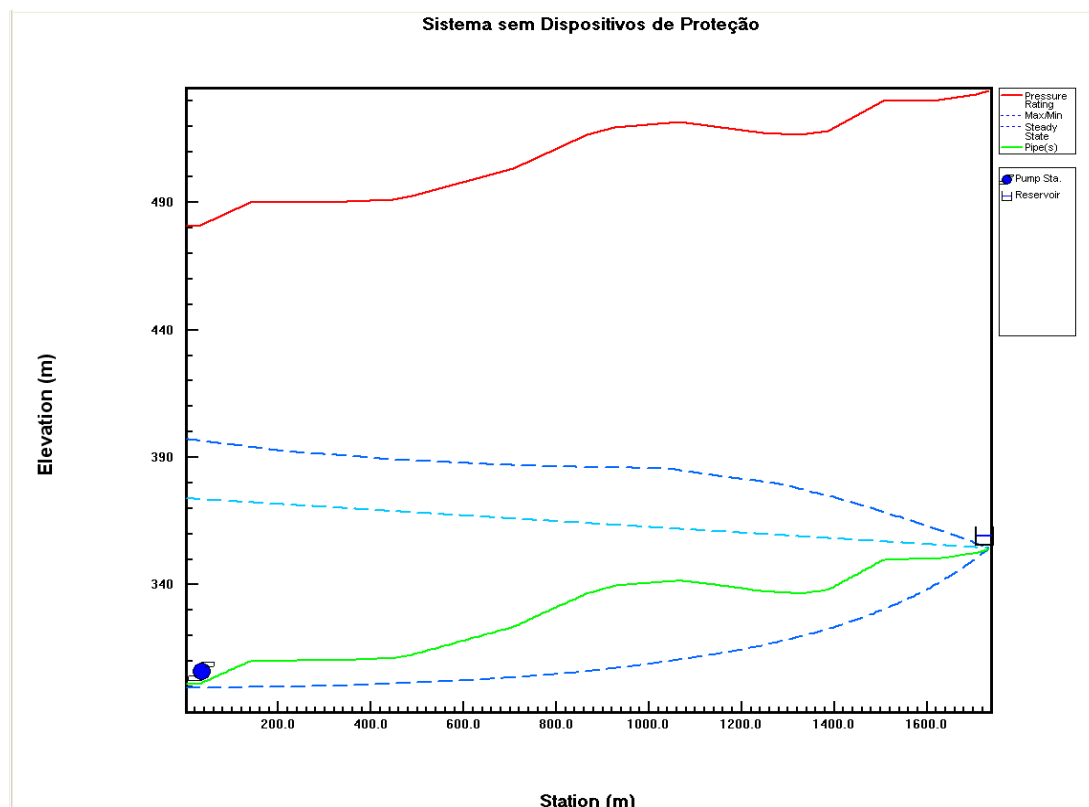
De posse destes dados do sistema, simula-se o regime permanente e em seguida é imposta uma parada não programada no bombeamento (como por exemplo, uma queda de energia) para se analisar as pressões máximas e mínimas geradas por este fato. Neste ponto o sistema ainda não possui nenhum dispositivo de proteção, e esta simulação é justamente para comprovar a necessidade ou não dos mesmos. De acordo com a da resposta do sistema, parte-se para uma segunda etapa de simulações, visando minimizar o efeito destas pressões.

Nas simulações foram utilizados os seguintes dados de entrada:

- Tubos de FoFo Dúctil DN 150 mm – C= 120 (adotado no projeto hidráulico)
- $a = \text{celeridade} = 1.215,40 \text{ m/s}$
- Pressão Máxima Admissível do tubo adotada no projeto= 220 m
- $Q = 72,00 \text{ m}^3/\text{h} = 20,00 \text{ l/s}$
- $AMT = 75,69 \text{ m}$
- Rotação da Bomba: 1.750 RPM
- Inércia do rotor com água=  $0,504 \text{ kg.m}^2$  (dado do fabricante)
- Inércia do rotor do motor=  $0,25 \text{ kg.m}^2$  (dado do fabricante)
- Inércia do Total=  $0,754 \text{ kg.m}^2$  (dado do fabricante)

Desta maneira, para a situação sem dispositivos de proteção, o respectivo gráfico apresenta uma sobrepressão de 96,40 m, porém a depressão é muito significativa, -32,40 m, na linha adutora, valores estes verificados no trecho de adutora após a câmara de manobras.

A figura a seguir mostra a envoltória de pressões resultante do estudo de transientes sem dispositivos de proteção para a rede.



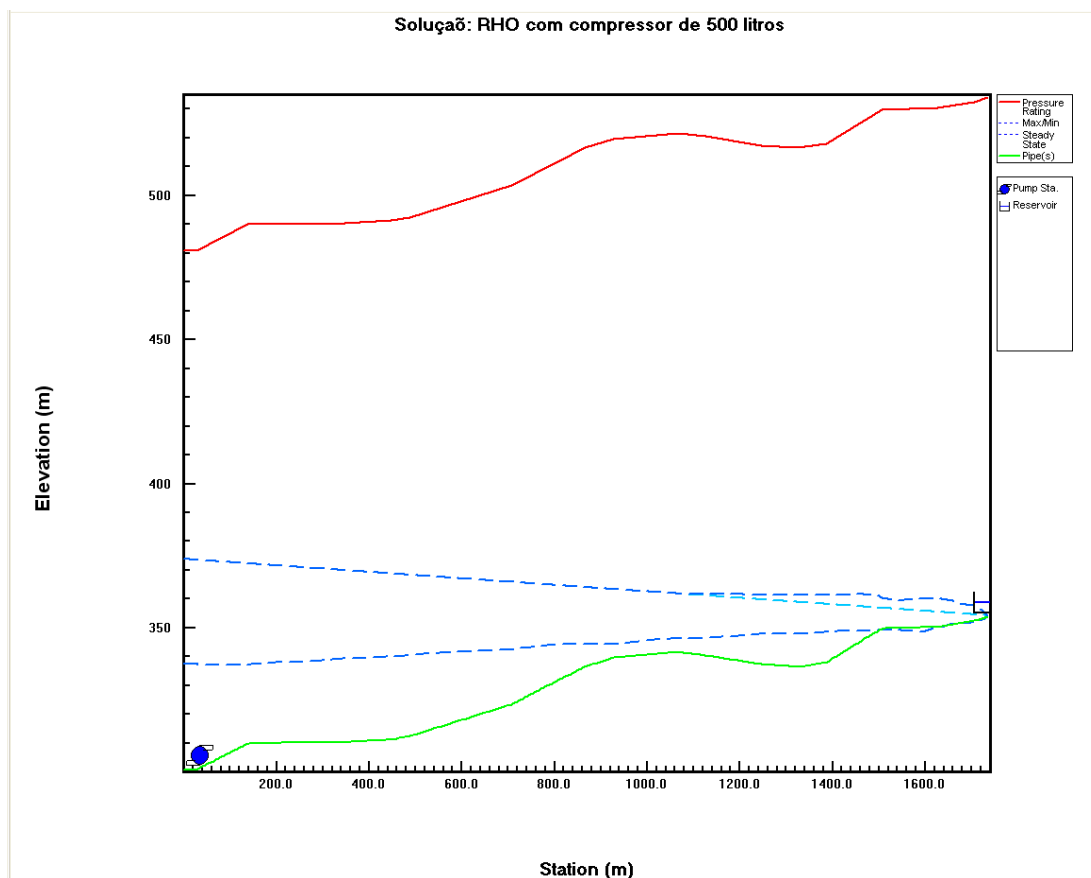
A partir deste resultado, partiu-se para a seleção de dispositivos de proteção para o sistema que gerassem uma envoltória de pressões aceitável aliada a um custo compatível.

Escolheu-se como solução mais adequada, a instalação de um reservatório hidropneumático (RHO). Este tanque pode ser de três tipos: bexiga, com compressor ou com bolas, conhecido como HYDROBALLS. A vantagem deste último tanque é que não demanda gastos com energia, funcionando hidraulicamente.

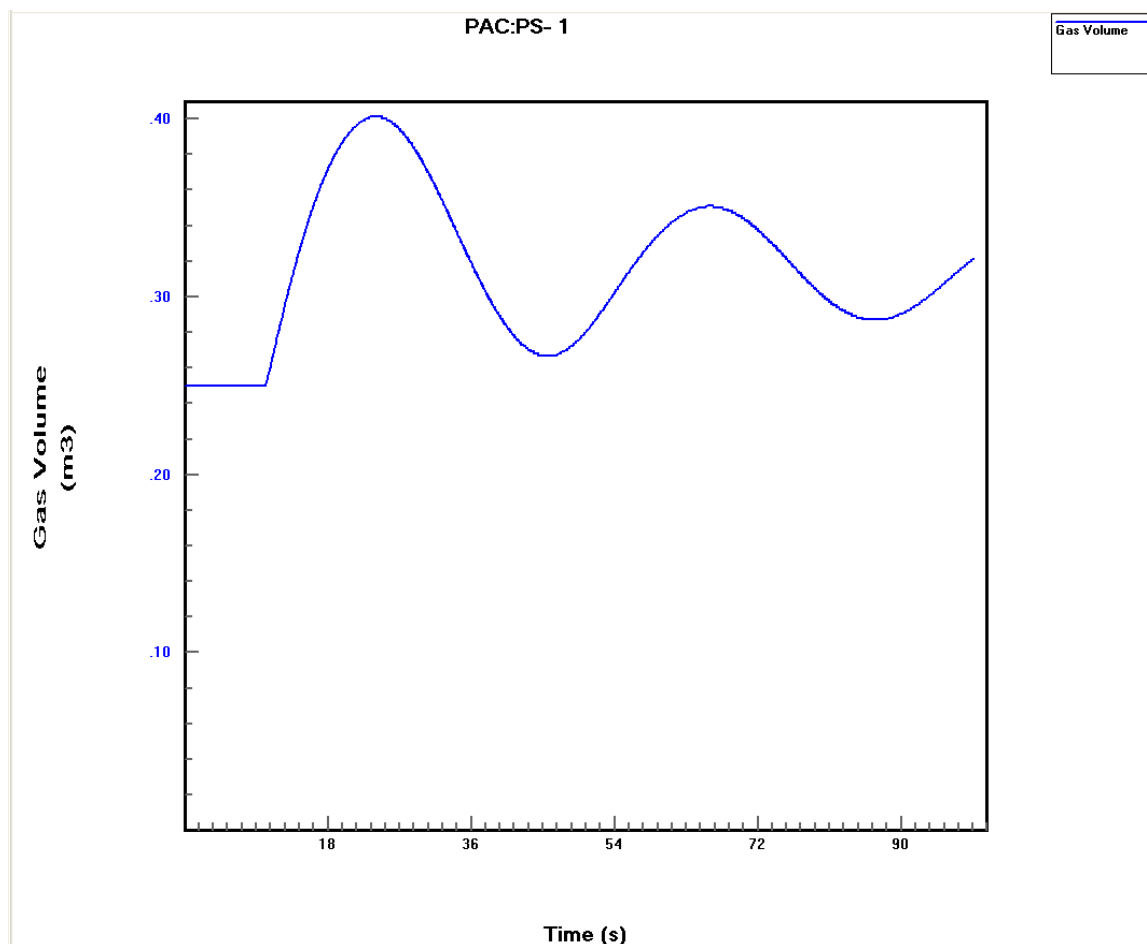
Do ponto de vista de transientes, a grande vantagem deste tipo de dispositivo é que ele injeta água na adutora no momento mais crítico do golpe de aríete, ou seja, na parada do bombeamento, quando aparecem as pressões negativas. Com o tanque agindo no sistema, a linha piezométrica se mantém em cotas aceitáveis, suprimindo, em parte ou totalmente, a pressão negativa originária dos transientes e, conseqüentemente, atenuando o aparecimento de altas pressões transientes também.

O volume preconizado para este projeto é de 500 litros e tipo simulado no programa é o com compressor. O diâmetro de sua interligação com a rede é de 100 mm e não deve ter comprimento superior a 4 m. Deverá ser instalado, obrigatoriamente, após a válvula de retenção localizada na câmara de manobras, ou seja, logo após a referida câmara.

A figura a seguir mostra a envoltória de pressões resultante com o RHO. A máxima pressão foi de 73,00 m e a mínima de -1,50 m.



A expansão de ar dentro do RHO é apresentada no gráfico a seguir e comprova o dimensionamento adequado do dispositivo.



Concluindo, com a inserção do dispositivo acima relacionado, as pressões resultantes para o sistema representam uma situação adequada para o sistema de bombeamento e garantem a integridade física e segurança da rede.

## PROJETO DO SES DO PARQUE DA PEDREIRA

### Considerações iniciais

O projeto de esgotamento sanitário do Parque da Pedreira, em Ijuí, compreendendo rede coletora tipo separador absoluto, estação de bombeamento e seu emissário por recalque, foi elaborado inicialmente em 2013 e licitado no mesmo ano, através da CN 123/13, tendo como empresa vencedora Traçado Construções e Serviços Ltda.

A empresa, contudo, não executou a totalidade do objeto contratado, conforme demonstra a planta destacada pela fiscalização da obra e, inclusive, houve alteração de traçado em alguns trechos.

Neste volume estão anexadas as plantas originais do projeto (rede, ebe e emissário), bem como a única planta alterada: ***"TRAÇADO DA REDE PLANTA BAIXA E PERFIL - REVISÃO 03 - READEQUAÇÃO DE TRECHOS DE ACORDO COM A REDE EXECUTADA - DEPREL - 10/12/15"***.

Portanto, para nova licitação, deverá ser observada a planta acima descrita para execução da obra.